

WIRKSAME BETONZUGFESTIGKEIT IM BAUWERK BEI FRÜH EINSETZENDEM TEMPERATURZWANG

Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy
Dipl.-Ing. P. Onken

April 1992

Forschungsbericht

Gefördert von der Arbeitsgemeinschaft
Industrieller Forschungsvereinigungen e.V. (AIF)
mit Unterstützung des Deutschen Beton - Vereins e.V.
DBV - Nr. 126 , AIF - Nr. 7855

VORWORT

Die Höhe der Mindestbewehrung zwangbeanspruchter massiger Bauteile hängt entscheidend von der Betonzugfestigkeit zum Zeitpunkt der Rißbildung ab. Die Zugfestigkeit des jungen Betons ist eine schwer einschätzbare, zeitabhängige Größe, die durch die Temperatur- und Umweltbedingungen im/am Bauwerk, durch Eigenspannungen und Zwang und nicht zuletzt durch die Wahl der Betonrezeptur maßgeblich beeinflusst wird. Die vorliegende Forschungsarbeit setzt sich zum Ziel, auf der Basis von Bauteilversuchen einen begründeten Ansatz zur Ermittlung der altersabhängigen Bauwerkszugfestigkeit zu entwickeln. Der Schwerpunkt liegt dabei in der Erforschung des Einflusses einer langandauernden Zwangbeanspruchung auf die wirksame Betonzugfestigkeit.

Die Mittel zur Durchführung dieser Forschungsarbeit wurden dankenswerterweise von der Arbeitsgemeinschaft Industrieller Forschungsvereinigungen e.V. (AIF) zur Verfügung gestellt. Weiterhin bedanken wir uns beim Deutschen Beton-Verein für die Unterstützung bei der Antragstellung und bei der Durchführung des Forschungsvorhabens. Die vorliegende Arbeit wurde von einer Beratergruppe des DBV betreut, die aus folgenden Herren bestand:

Dr.-Ing. habil. H. Grube
 Dr.-Ing. J. Hegger
 Dipl.-Ing. K. Holz (Obmann)
 Prof. Dr.-Ing. D. Jungwirth
 Dr.-Ing. E. Kern
 Dr.-Ing. M. Krips
 Bauing. G. Meyer
 Prof. Dr.-Ing. H. W. Reinhardt
 Prof. Dr.-Ing. P. Schießl
 Dr.-Ing. H.-F. Seiler

Diese Herren haben durch zahlreiche Denkanstöße und ihre ständige Diskussionsbereitschaft das Forschungsvorhaben entscheidend gefördert. Hierfür gebührt ihnen aufrichtiger Dank.

Die Verfasser

INHALT

1.	Einleitung	1
1.1	Problemstellung	1
1.2	Zielsetzung des Forschungsvorhabens	3
1.3	Durchführung	3
2.	Allgemeine Grundlagen	5
2.1	Zwang und Eigenspannungen infolge Hydratationswärmeentwicklung	5
2.2	Werkstoffeigenschaften im jungen Betonalter	10
2.2.1	Betonzugfestigkeit	10
2.2.1.1	Zusammenhang zwischen Zugfestigkeit und Druckfestigkeit	10
2.2.1.2	Altersabhängigkeit	12
2.2.1.3	Einflüsse auf die Zugfestigkeit im Bauwerk	16
2.2.2	Zugelastizitätsmodulentwicklung	18
2.2.3	Kriech- und Relaxationsverhalten des jungen Betons	19
2.2.4	Sonstige zwangbeeinflussende Eigenschaften des jungen Betons	23
2.3	Regeln zur Ribbreitenbeschränkung nach DIN 1045 bzw. DAFStb Heft 400	25
2.3.1	Geschichtliche Entwicklung der Ribbreitenbeschränkungsregeln	25
2.3.2	Mindestbewehrung nach DIN 1045 und EC2	25
2.3.3	Ermittlung der Betonzugfestigkeit nach DAFStb Heft 400	26
2.4	Prüfung der Betonzugfestigkeit	32
2.4.1	Allgemeines	32
2.4.2	Indirekte Methoden zur Prüfung der Betonzugfestigkeit	32
2.4.2.1	Biegezugfestigkeit	32
2.4.2.2	Spaltzugfestigkeit	32
2.4.3	Prüfung der zentrischen Betonzugfestigkeit	34
3.	Versuchsprogramm	35
3.1	Modellvorstellung und Ziele	37
3.2	Überblick über die Versuche	37
3.3	Versuchsbeton	37
3.4	Technik der adiabatischen Temperaturversuche	41
3.5	Vorversuche zur Bestimmung des Zusammenhangs zwischen der zentrischen Zugfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit	44
		45

3.6	Bauteilversuche	49
3.6.1	Vorbemerkungen	49
3.6.2	Versuchsparameter und Randbedingungen	49
3.6.3	Versuchskörper und Versuchseinrichtung	50
3.6.3.1	Versuchskörper und Bewehrung	50
3.6.3.2	Versuchs-, Meß- und Regeleinrichtung	54
3.6.4	Temperaturmessung und Temperatursteuerung	54
3.6.5	Versuchsdurchführung	57
3.6.6	Probenentnahme und Durchführung der Einzelprüfungen	58
3.6.6.1	Bohrkernentnahme	58
3.6.6.2	Technik der Zugprüfungen	63
3.6.6.3	Technik der Zugelastizitätsmodulprüfungen	63
3.6.6.4	Sonstige Untersuchungen	66
3.6.7	Begleitkörper	66
3.6.8	Auswertung der Versuchsergebnisse	67
3.7	Kerbzugversuche	68
3.7.1	Herstellung der Versuchskörper	68
3.7.2	Durchführung der Kerbzugversuche	68
3.8	Relaxationsversuche	71
4.	V Versuchsergebnisse und Diskussion	72
4.1	Adiabatische Temperatur- und Hydratationsgradiententwicklung	72
4.1.1	Ergebnisse der adiabatischen Temperaturmessungen	72
4.1.2	Hydratationsgradiententwicklung	74
4.2	Bauteiltemperaturentwicklung	80
4.3	Ergebnisse der Vorversuche VV	87
4.4	Alters- und hydratationsgradabhängige Werkstoffeigenschaften	91
4.4.1	Druckfestigkeitsentwicklung	91
4.4.1.1	28-Tage-Festigkeiten	91
4.4.1.2	Verhältnis Zylinderdruckfestigkeit zur Würfeldruckfestigkeit	93
4.4.1.3	Altersabhängige Entwicklung der Druckfestigkeit	94
4.4.2	Zugfestigkeitsentwicklung	100
4.4.2.1	Laborzugfestigkeit und c-Werte	100
4.4.2.2	Altersabhängige Entwicklung der Zugfestigkeit	103
4.4.3	Spaltzugfestigkeitsentwicklung	107
4.4.3.1	28-Tage-Festigkeit der Laborproben	107
4.4.3.2	Altersabhängige Entwicklung der Spaltzugfestigkeit	107

4.4.4	Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls	111
4.4.4.1	28-Tage-Werte	111
4.4.4.2	Altersabhängige Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls	112
4.4.5	Hydratationsgradabhängige Werkstoffeigenschaften	115
4.4.5.1	Vorbemerkungen	115
4.4.5.2	Zugfestigkeitsentwicklung	115
4.4.5.3	Druckfestigkeitsentwicklung	116
4.4.5.4	Hydratationsgradabhängige Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls	117
4.5	Zusammenhang zwischen Spaltzugfestigkeit und zentrischer Zugfestigkeit	123
4.6	Ergebnisse der Zwangdehnversuche	128
4.6.1	Einfluß der Verdichtung und der Betonierrichtung	128
4.6.2	Einfluß der Bauteiltemperatur	133
4.6.3	Einfluß der Zwangbeanspruchung	136
4.6.3.1	Einfluß der Zwangbeanspruchung auf die Zugfestigkeit	136
4.6.3.2	Einfluß der Zwangbeanspruchung auf die Spaltzugfestigkeit	149
4.6.3.3	Einfluß der Zwangbeanspruchung auf den Zugelastizitätsmodul	154
4.7	Weitere Ergebnisse der Bauteilversuche	157
4.7.1	Sonstige Einflüsse auf die Bauwerkszugfestigkeit	157
4.7.2	Vergleich der Variationskoeffizienten	161
4.7.3	Rißbildung und Rißbreiten	164
4.8	Vergleich der Bauwerkszugfestigkeit mit der Betonzugfestigkeit nach DIN 1045 und DAfStb Heft 400	165
4.9	Ansatz für die wirksame Bauwerkszugfestigkeit	168
4.9.1	Verifizierung der Einflußfaktoren	168
4.9.2	Vergleich der Ansatzfunktion mit den Versuchsergebnissen	171
4.10	Ergebnisse der Kerbzugversuche	175
4.11	Ergebnisse der Zugrelaxationsversuche	179
4.12	Zusammenfassung	182
5.	Temperatur- und Spannungsberechnung	184
5.1	Ziel und Vorgehensweise	184
5.2	Finite Temperatur- und Hydratationsgradberechnung	186
5.2.1	Grundlagen der Temperaturberechnung	186
5.2.2	Beschreibung des Temperatur-FE-Programms	187
5.2.3	Randbedingungen, Parameter	187
5.2.4	Vergleich der Rechenergebnisse mit Temperaturmessungen	189
5.2.5	Ermittlung von Temperatur- und Hydratationsgradfeldern im Bauteil	193

5.3	Zwang- und Eigenspannungsberechnung	198
5.3.1	Vorbemerkungen	198
5.3.2	Berechnungsmodell, Lamellenmethode	198
5.3.3	Behinderung eines zwangbeanspruchten Bauteils	201
5.3.4	Werkstoffmodell	203
5.3.5.	Rißkriterium	203
5.3.6	Berechnungsbeispiele	206
5.3.6.1	Überblick	206
5.3.6.2	Dicke Fundamentplatte	206
5.3.6.3	Wand auf Fundament	208
5.3.6.4	Thermische und betontechnologische Randbedingungen	210
5.4	Darstellung und Bewertung der Berechnungsergebnisse	212
6.	Zusammenfassung und Ausblick	230
7.	Literatur	233

Bezeichnungen *

Kleinbuchstaben

a	Parameter
b	Breite, Parameter
c	spezifische Wärme, Faktor
d	Bauteildicke
d_K	Korndurchmesser
h	Bauteilhöhe
i, j	Zähler
k	Wärmedurchgangskoeffizient, Faktor, Zähler
k_0, k_1	Vorfaktoren
k_e	Zeitfaktor für E-Modul
k_t	Zeitfaktor für Betondruckfestigkeit
$k_{z,t}$	Zeitfaktor für Betonzugfestigkeit
k_D	Einflußfaktor für Dauerzugbeanspruchung
k_E	Einflußfaktor für Eigenspannungen
k_T	Einflußfaktor für Bauteiltemperatur
k_V	Einflußfaktor für Verdichtung
l	Bauteillänge, Zähler
m	Hydratationsgrad
m_0	spez. Hydratationsgrad zu Beginn der Erhärtungsphase
n	bezogene Normalkraft, Zähler
q	Wärmefreisetzungsrate
t	Zeit, Betonalter
t_0	Belastungsbeginn
t_k	Zeitkonstante
t_r	Rißzeitpunkt
t_w	wirks. Betonalter
v	Windgeschwindigkeit
w/z	Wasserzementfaktor
x, y, z	kartesische Koordinaten
z	Zementgehalt, innerer Hebelarm

* soweit im Text nicht nur einmal verwendet und dort erklärt

Großbuchstaben

A	Fläche
E	E-Modul, Aktivierungsenergie
E_D	Druckelastizitätsmodul
E_Z	Zugelastizitätsmodul
\hat{E}_Z	bezogener Zugelastizitätsmodul $E_Z(m)/E_{Ze}$
E_{Ze}	Endwert des Zugelastizitätsmoduls (für $m = 1$)
F	Kraft
M	Biegemoment
N	Normalkraft
N_μ	Reibungskraft
P	Relaxationsparameter
Q	Hydratationswärme des Betons
R	univ. Gaskonstante
T	Temperatur
V	Variationskoeffizient

Griechische Buchstaben

$\alpha, \alpha_s, \alpha_k$	Wärmeübergangszahl, für Strahlung bzw. Konvektion
α_T	Wärmedehnzahl
β	Festigkeit
β_C	Zylinderdruckfestigkeit
$\hat{\beta}_C$	bezogene Zylinderdruckfestigkeit $\beta_C(m)/\beta_{Ce}$
β_{Ce}	Endwert der Zylinderdruckfestigkeit (für $m = 1$)
β_Z	Zugfestigkeit
$\hat{\beta}_Z$	bezogene Zugfestigkeit $\beta_Z(m)/\beta_{Ze}$
β_{Ze}	Endwert der Zugfestigkeit (für $m = 1$)
δ	Verschiebung
δ_s	Reibungswinkel
ε	Dehnung
$\dot{\varepsilon}$	Dehngeschwindigkeit
ε_R	resultierende Dehnung
κ	Krümmung
κ_R	resultierende Krümmung
λ	Wärmeleitzahl
μ	Bewehrungsgehalt, Reibungsbeiwert

ξ	Ortskoordinate
ρ	Rohdichte
σ	Spannung
τ	Schubspannung
ψ	Relaxationszahl
φ	Kriechzahl
φ'	innerer Reibungswinkel
∂	partielle Ableitung
Δ	Differenz
Δ_L	Laplace-Operator

Indizes (soweit nicht im Zusammenhang erwähnt)

a	Ausschalen
ad	adiabatisch
b	Beton
e	Endwert
el	elastisch
fb	Frischbeton
ges	gesamt
i, j, k	Laufindex
m	mittlere(r)
max	maximal
min	minimal
r	Riß
s	Stahl, Schalung
t	Zeit
w	wirksam
x, y, z	Richtung
z	Zement
BZ	Biegezug
C	Zylinder
D	Druck
E	Eigenspannung
R	resultierend
SZ	Spaltzug
W	Würfel
WN	Nennfestigkeit n. DIN 1045

Z	Zug, Zwang
0	Anfang
1,2,n	Zähler
2,3,7,28 ...	Betonalter [d]
24,72,96 ...	Betonalter [h]
5%, 95%	Fraktilenwerte
15, 20	Würfelkantenlänge [cm]
8/16, 15/30	Abmessungen der Zylinderproben [cm]

1. EINLEITUNG

1.1 Problemstellung

In der Praxis werden in langen Wänden, deren freie Temperatur- und/oder Schwinddehnung durch Fundamente oder angrenzende Bauteile behindert wird, häufig Trennrisse beobachtet, die die Dauerhaftigkeit, die Dichtigkeit und nicht zuletzt das Aussehen dieser Bauteile beeinträchtigen können. Die ersten Risse entstehen meist schon kurze Zeit nach dem Ausschalen der Wand infolge abfließender Hydratationswärme. In dicken Wänden treten zusätzlich zum Hydratationswärmezwang Eigenspannungen auf, die durch Temperaturunterschiede über den Querschnitt entstehen. Diese können durch Einreißen der Wandoberfläche zu einer Vorschädigung des Querschnitts führen und somit die später einsetzende Zwangrißkraft herabsetzen.

Zwangrisse sind zwar bei verformungsbehinderten Bauteilen i.a. nicht mit absoluter Sicherheit zu vermeiden, eine gezielte Kontrolle der Rißbreiten ist aber durch Einlegen einer ausreichenden Oberflächenbewehrung möglich. Durch geeignete Wahl der Bewehrung lassen sich kleine Rißbreiten und -abstände erzwingen, die die Gebrauchsfähigkeit des Bauteils nicht beeinträchtigen. Nach den Regeln der DIN 1045 /10/ bzw. der EC2 /17/ ist bei Zwangbeanspruchung stets eine Mindestbewehrung vorzusehen, sofern mit Rissen zu rechnen ist. Diese ist so zu dimensionieren, daß die Rißschnittgröße beim Auftreten eines Risses nicht zum Fließen der Stahleinlagen führt. Die Höhe der Mindestbewehrung hängt entscheidend von der Rißkraft ab. Diese wiederum wird von der Größe der Betonzugzone im Zustand I und von der Zugfestigkeit im Bauteil zum Zeitpunkt der Rißbildung beeinflusst.

Für Bauteile des üblichen Hochbaus mit geringen oder mäßig dicken Abmessungen ist eine solche Vorgehensweise hinnehmbar, bei massigen Bauteilen ist die Anwendung dieser Vorschrift aber umstritten, führt sie doch mit zunehmender Bauteildicke zu unwirtschaftlich hohen Bewehrungsmengen. So übersteigt die Mindestbewehrung bei dicken Wänden in vielen Fällen die statisch erforderliche. Nach Meinung vieler Praktiker führt eine Reduzierung der Mindestbewehrung bei massigen Bauteilen nicht notwendigerweise zu einer Vergrößerung der Rißbreiten.

Seit einigen Jahren werden daher Anstrengungen unternommen, die Mindestbewehrung massiger Bauteile zu senken. Eine Schlüsselrolle spielt dabei der Ansatz der Betonzugfestigkeit im Bauwerk zur Berechnung der Rißschnittgröße. Diese ist im Einzelfall schwer eingrenzbar. Die Zugfestigkeit im jungen Betonalter ist einerseits eine zeitabhängige Größe, deren Entwicklung durch die Temperatur- und Umweltbedingungen im/am Bauwerk, durch Eigenspannungen und Zwang und nicht zuletzt durch die Wahl der Betonrezeptur beeinflusst wird. Andererseits streut sie sowohl innerhalb eines Bauteils als auch von Bauteil zu Bauteil beträchtlich.

Der Rechenwert der Betonzugfestigkeit wird im allgemeinen aus der Druckfestigkeit des Betons ermittelt. Dies führt im allgemeinen zu einem konservativen, also hohen Wert der Betonzugfestigkeit. In Wirklichkeit kann die Zugfestigkeit jedoch aus verschiedenen Gründen wesentlich niedriger ausfallen. Es wird allgemein vermutet, daß z.B. die geringere Verdichtung des Bauwerksbetons gegenüber Laborproben sowie die allmählich ansteigende Zwangbeanspruchung sich schädigend auf die Betonzugfestigkeit auswirken. Gelingt es, diese festigkeitsmindernden Einflüsse zu erfassen, kann dies bei massigen Bauteilen zu erheblichen Einsparungen bei der Zwangbewehrung führen. Diese Forschungsarbeit will hierzu einen klärenden Beitrag leisten.

Unklarheiten bestehen bisher auch über die zeitliche Entwicklung der Zugfestigkeit im jungen Betonalter sowie über den Zeitpunkt einer möglichen Rißbildung. In den Vorschriften und in der Literatur lassen sich darüber nur ungefähre Angaben finden. Ergebnisse von Zwangspannungsberechnungen sind in Ermangelung gesicherter Kenntnisse über das mechanische Verhalten des jungen Betons mit Unsicherheiten verbunden. Die experimentellen und numerischen Untersuchungen im Rahmen dieses Forschungsvorhabens sollen helfen, die gegenwärtigen Unsicherheiten zu vermindern.

1.2 Zielsetzung des Forschungsvorhabens

Das Forschungsvorhaben verfolgt mehrere Ziele. Zum einen ist der altersabhängige Verlauf der Zugfestigkeit experimentell abzusichern. An einer Betonrezeptur soll exemplarisch gezeigt werden, daß sowohl die Festigkeitsentwicklung als auch die Verformungseigenschaften vom Hydratationsgrad abhängen.

Zum anderen soll ein gesicherter Zusammenhang zwischen der Laborzugfestigkeit und der Bauwerkszugfestigkeit hergestellt werden. Die Vermutung, daß Verdichtungsunterschiede, Eigenspannungen sowie langandauernde Zwangbeanspruchung zu einer Reduzierung der Betonzugfestigkeit im Bauwerk gegenüber der im Kurzzeitversuch ermittelten Laborzugfestigkeit führen, soll durch dehngesteuerte Versuche an großformatigen Wandausschnitten bestätigt werden. Ein Schwerpunkt liegt dabei in der Erforschung des Einflusses einer langandauernden Zwangbeanspruchung auf die wirksame Betonzugfestigkeit.

Durch Auswertung der Versuchsergebnisse, zusammen mit theoretischen Überlegungen und Berechnungen und unter Berücksichtigung von Ergebnissen aus der Literatur soll ein begründeter Ansatz für die Bauwerkszugfestigkeit entwickelt werden.

1.3 Durchführung

Die Untersuchung der Bauwerkszugfestigkeit bei früh einsetzendem Temperaturzwang erfolgt anhand dehngesteuerter Bauteilzugversuche. Zur Simulation massiger Bauteile werden als Versuchskörper großformatige Wandausschnitte mit praxisnahen Abmessungen ($b/d = 100/40$ cm, $L \approx 6,00$ m) gewählt. Durch Wärmedämmung wird entsprechend den Verhältnissen einer Wand ein eindimensionales Temperaturfeld erzwungen. Die Betonage erfolgt liegend in einem Spannbett mit Hilfe von Transportbeton. Zur Einleitung der Zugkraft erhält der Dehnkörper eine durchgehende Längsbewehrung, die an den Stirnplatten verankert wird. Zur Ermittlung des Einflusses der Zwangbeanspruchung auf die wirksame Betonzugfestigkeit wird gleichzeitig ein Vergleichskörper mit gleichen Querschnittsabmessungen und Randbedingungen betoniert, der jedoch nicht zwanggedehnt wird.

Im jungen Alter werden dem Dehnkörper nach einem Programm, das näherungsweise den Zwangaufbau beim Abfließen der Hydratationswärme nachbildet, langsam ansteigende Dehnungen aufgezwungen. Nach Bildung eines Trennrisses werden zu dessen beiden Seiten Bohrkerne entnommen, an denen die Zugfestigkeit in Richtung der Zwangbeanspruchung ermittelt wird. Ebenso werden zur Erfassung des Zwangeinflusses aus einem unbelasteten Nebenkörper Bohrkerne entnommen und untersucht. Bei weiterer Belastung werden sich zusätzliche Trennrisse im Dehnkörper bilden, so daß die altersabhängige Entwicklung der Bauwerkszugfestigkeit bestimmt werden kann. Zur Ermittlung der Laborzugfestigkeit werden zu jedem Bauteilversuch Begleitkörper hergestellt, die in einem Wasserbad unter den gleichen Temperaturbedingungen lagern, wie die großformatigen Versuchskörper.

Parallel zu den Bauteilversuchen werden adiabatische Temperatur- und Bauteiltemperaturmessungen durchgeführt, deren Ergebnisse einerseits zur Überprüfung der verwendeten Reifefunktion und andererseits als Grundlage für die nachfolgende numerische Temperaturfeldberechnung dienen. Mit Hilfe von Kerbzugversuchen werden die vollständigen Zugspannung-Dehnungslinien bestimmt und in Relaxationsversuchen wird das viskoelastische Verhalten des jungen Betons unter Zugbeanspruchung untersucht. Diese Versuche bilden in Verbindung mit den hydratationsgradabhängigen Festigkeits- und Verformungseigenschaften die notwendigen Parameter für die Eigen- und Zwangspannungsberechnung.

Die an das Versuchsprogramm anschließenden Untersuchungen zur Hydratationswärmezwangentwicklung im Bauwerk sollen Aufschluß über mögliche Rißzeitpunkte im jungen Betonalter geben. Die Temperatur- und Spannungsberechnungen werden exemplarisch an zwei praxisgerechten Beispielen unter verschiedenen Randbedingungen durchgeführt. Schnittpunkte zwischen dem Verlauf der Zwangspannungen und der altersabhängigen Bauwerkszugfestigkeit geben Auskunft über das Rißspannungsniveau und damit über die Höhe der Mindestbewehrung.

2. ALLGEMEINE GRUNDLAGEN

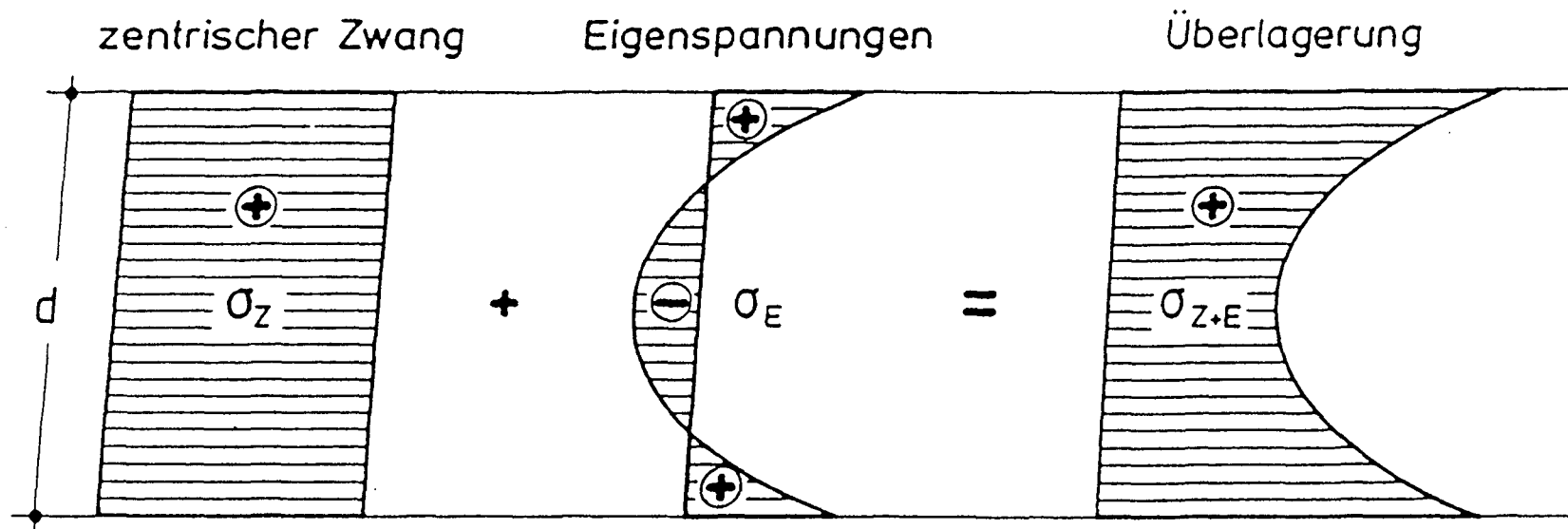
2.1 Zwang und Eigenspannungen infolge Hydratationswärmeentwicklung

Risse in Stahlbetonwänden und -sohlplatten werden überwiegend durch Zwang und/oder Eigenspannungen hervorgerufen. Sie entstehen durch die Verformungsbehinderung am statisch unbestimmten System. Ursachen des Zwangs sind vor allem Temperaturänderungen, die infolge der Hydratationswärmeentwicklung im Bauteil sowie aufgrund von Witterungseinflüssen entstehen. Zusätzlich zum Temperaturzwang kann auch das Schwinden des Betons bei Bauteilen mit größerer Oberfläche für eine mögliche Rißbildung von Bedeutung sein. In massigen Bauteilen spielt das Schwinden wegen der langen Austrocknungszeiträume im frühen Alter nur eine untergeordnete Rolle.

In der Literatur werden Eigenspannungen und Zwang auch manchmal durch die Begriffe "innerer" und "äußerer Zwang" unterschieden /18,40,54/. Je nach Randbedingungen können diese allein oder gemeinsam im Bauteil auftreten (vergl. Abb. 2.1). Für den näher zu betrachtenden Fall des Aufbaus und des Abfließens der Hydratationswärme entwickeln sich Zwang- und Eigenspannungen stets gemeinsam, in der Regel allerdings zeitlich versetzt. Eigenspannungen können die Zwangsspannungen vergrößern und somit rißauslösend wirken. Abb. 2.2 zeigt die bekannten Zusammenhänge /59/.

Die Hydratation des Zementes verursacht während der Erhärtungsphase des Betons einen Temperaturanstieg im Bauteil, der durch den Wärmeabfluß an die Umgebung wieder zurückgeht. Die mit der Erwärmung verbundene Ausdehnung führt bei verformungsbehinderten Bauteilen wegen der geringen Steifigkeit und des hohen Relaxationsvermögens des jungen Betons nur zu kleinen Druckspannungen. In der anschließenden Abkühlphase entstehen ab einem Zeitpunkt t_0 Zugspannungen, die bei hoher Temperaturdifferenz und mit zunehmender Steifigkeit des Betons die Zugfestigkeit erreichen und zu einer Rißbildung führen können.

Die Zwangsspannungsentwicklung im Bauteil und die Rißgefahr des Betons wird von mehreren Faktoren beeinflusst. Primär hängt sie von der Temperaturerhöhung des Betonbauteils ab. Eine entscheidende Rolle spielt dabei die Hydratations-



9

Abb. 2.1: Zwang- und Eigenspannungsverteilung über dem Querschnitt

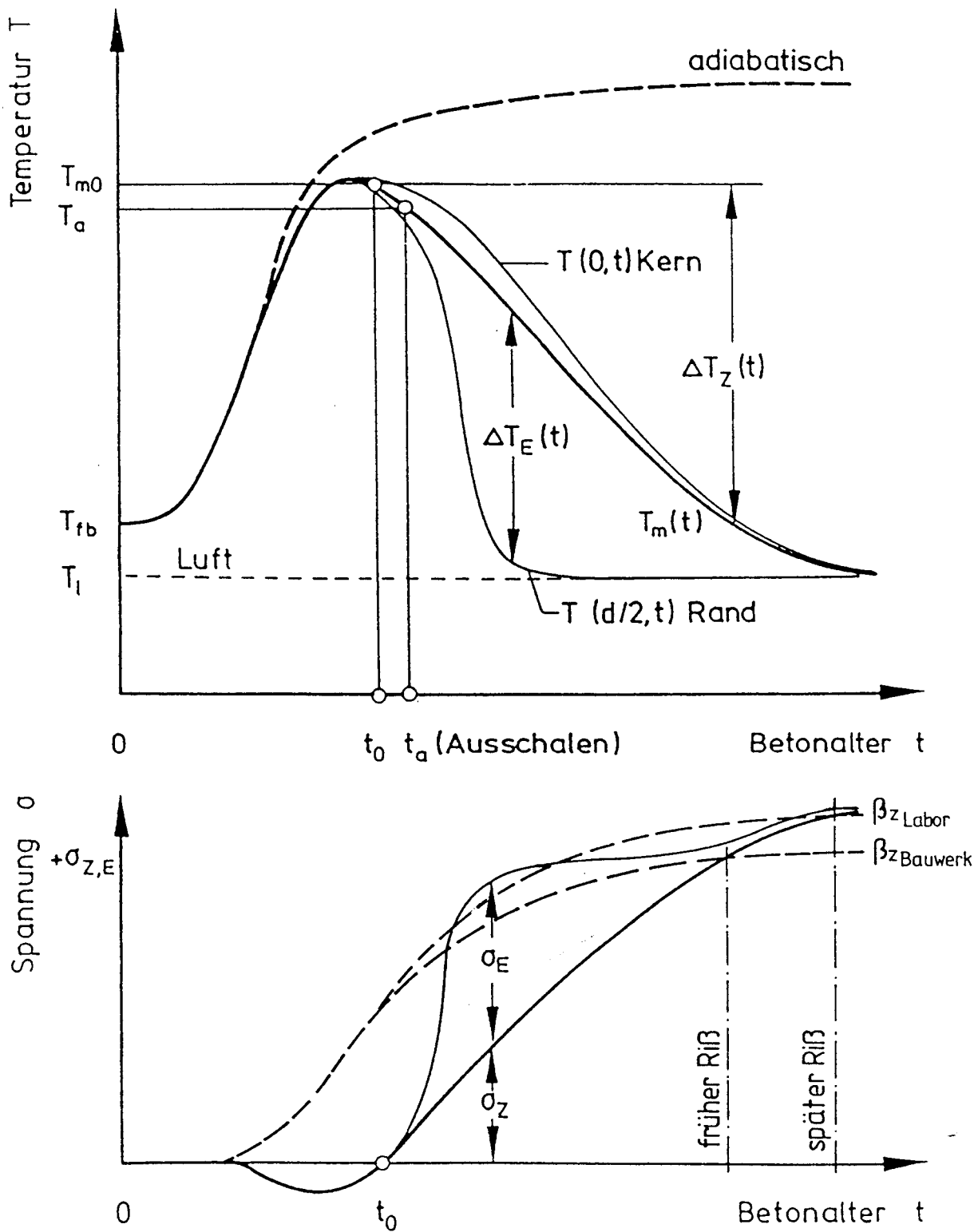


Abb. 2.2: Qualitativer Verlauf von Temperatur, Spannung und Betonzugfestigkeit beim Aufbau und Abfluß der Hydratationswärme

wärme des Zementes. Sie ergibt sich im wesentlichen aus der Reaktionswärme der Klinkerminerale und deren Anteile im Zement. Je nach Zementart, Zementmenge und Frischbetontemperatur können in der Temperaturentwicklung erhebliche Unterschiede bestehen. Fein gemahlene Portlandzemente, große Zementmengen und hohe Frischbetontemperaturen beschleunigen die Hydratation innerhalb der ersten Tage. Zemente mit Hüttensand, geringer Zementanteil und niedrige Frischbetontemperaturen verringern die Hydratationswärmeentwicklung und damit auch die Reißneigung. Zur Messung der Hydratationswärme des Betons wurden in den letzten Jahren verschiedene isothermische und adiabatische Messverfahren entwickelt. Einen Überblick gibt /6/.

Weiterhin beeinflussen auch andere Parameter wie Bauteildicke, Witterung, Art der Schalung, Ausschalzeitpunkt und Nachbehandlung die Entwicklung der Bauteiltemperatur. Die Praxis wendet zur Verringerung der Reißgefahr verschiedene betontechnologische, ausführungs- und konstruktionsbezogene Maßnahmen an. Sie sind im wesentlichen empirischer Natur und reichen von der Verwendung von Zementen mit niedriger Wärmetönung über die Kontrolle der Wärmeentwicklung mit Hilfe von Rohrrinnenkühlung bis hin zur Unterteilung des Bauwerks durch Fugen in einzelne Bauabschnitte. Ihre Wirksamkeit muß im Einzelfall untersucht werden, über die Zuverlässigkeit dieser Maßnahmen können keine Aussagen getroffen werden.

Parallel zum Temperatureinfluß können auch die zeitveränderlichen mechanischen Eigenschaften des jungen Betons und der Grad der Behinderung erheblichen Einfluß auf die Zwangsentwicklung haben. Ausführliche Untersuchungen zur Dehnungsbehinderung von Wänden auf steifen Unterbauten wurden in /60/ durchgeführt. Es wurden Rechenansätze entwickelt, die auf einer elastischen Kopplung zwischen Wand und Fundament basieren. Schwieriger gestaltet sich die Erfassung des mechanischen Verhaltens im jungen Betonalter. Elastizitätsmodul und Relaxationsvermögen unterliegen während der Hydratationsphase in den ersten Tagen starken Veränderungen, die nicht nur zeit- sondern zusätzlich auch temperaturabhängig und betonspezifisch sind. Untersuchungen der letzten Jahre haben zwar zu erheblichen Fortschritten bei der Beschreibung des Werkstoffverhaltens des jungen Betons geführt /8,52,62/, die Berechnungsansätze sind z.T. allerdings so kompliziert, das sie für die tägliche Bemessungsarbeit nicht in Frage kommen. Sie können aber bei der Planung und Ausführung großer Betonbauwerke (Staumauern, dicke Fundamentplatten o.ä.) wertvolle Hilfe leisten.

In der Literatur findet man verschiedene Instrumente der Zwangbemessung /14,18,48,54,58,63/, die je nach Ansatz unterschiedlich komplex aber mechanisch schlüssig sind. Trotzdem liefern sie unsichere Ergebnisse (Rißbreiten, Rißbewehrung), da sie alle unmittelbar von der stark streuenden und damit schwer einzugrenzenden Betonzugfestigkeit abhängen. Eine Schlüsselrolle spielt dabei die im jungen Alter rasch veränderliche Bauwerkszugfestigkeit. Gelingt es, diese wirklichkeitsnah einzuschätzen, dann lassen sich Rißbreiten sicherer und wirtschaftlicher kontrollieren.

2.2 Werkstoffeigenschaften im jungen Betonalter

2.2.1 Betonzugfestigkeit

2.2.1.1 Zusammenhang zwischen Zugfestigkeit und Druckfestigkeit

Gesicherte Angaben über die Zugfestigkeit von Beton in Abhängigkeit von der Betongüte sind rar. Dies hängt einerseits mit den Schwierigkeiten bei der Durchführung von Zugprüfungen und andererseits mit der großen Streuung der Zugfestigkeit zusammen.

Im allgemeinen wird die Zugfestigkeit des Betons mit Hilfe von empirischen Formeln aus der Betondruckfestigkeit ermittelt. Bereits Ende der sechziger Jahre hat Heilmann /24/ die Zugfestigkeit des Betons untersucht. Basierend auf den Daten verschiedenster Prüflabore stellte er einen Zusammenhang zwischen der zentrischen Zugfestigkeit, der Biege- und Spaltzugfestigkeit und der Druckfestigkeit her. Der nichtlineare Zusammenhang zwischen der Druck- und der Zugfestigkeit des Betons wird i.a. durch die Beziehung

$$\beta_Z = c \cdot \beta_W^{2/3} \quad (2.1)$$

beschrieben. Für den dimensionsbehafteten Faktor c gibt Heilmann je nach Art der Festigkeit (zentrischer Zug, Spaltzug oder Biegezug) unterschiedliche Werte an (Tab. 2.1). Die Angaben gelten für gesondert hergestellte und dauernd feucht gelagerte Laborproben, β_W ist die Betondruckfestigkeit von 20iger Würfeln.

Auf der Basis statistischer Analysen zur Betondruckfestigkeit /68/ führte Rüschi /65/ die Werte c^* ein, die den Zusammenhang zwischen der Laborzugfestigkeit und dem Nennwert der Würfelldruckfestigkeit β_{WN} beschreiben. Die c^* -Werte berücksichtigen auch den Einfluß der Überfestigkeit des Betons, die sich üblicherweise bei der Vorgabe einer bestimmten Betonfestigkeitsklasse in der Praxis einstellt. Für die Zugfestigkeit einer angestrebten Betongüte gilt:

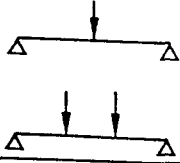

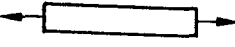
$$\beta_Z = c^* \cdot \beta_{WN}^{2/3} \quad (2.2)$$

Ist hingegen die mittlere Würfeldruckfestigkeit bekannt, läßt sich die Betonzugfestigkeit nach /65/ mit Hilfe der c' -Werte ermitteln:

$$\beta_z = c' \cdot \beta_{wm}^{2/3} \quad .$$

(2.3)

Tabelle 2.1: Koeffizienten c für die Abhängigkeit zwischen Zug- und Druckfestigkeit nach Heilmann /24/ (SI)

Art der Zugfestigkeit		unterer Grenzwert	im Mittel	oberer Grenzwert
	Biegezugfestigkeit	0,399	0,497	0,594
	β_{BZ}	0,353	0,455	0,557
	Spaltzugfestigkeit	0,223	0,274	0,325
	β_{SZ}			
	zentr. Zugfestigkeit	0,167	0,241	0,293
	β_z			

In Tabelle 2.2 sind die nach der Betonfestigkeitsklasse gestaffelten Werte c' und c^* zusammengestellt. Entsprechende Werte für die Spalt- und Biegezugfestigkeit sind /65/ zu entnehmen.

Tabelle 2.2: c -Faktoren für die rechnerische Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit /65/ (SI)

β_{WN}	$c'_{5\%}$	\bar{c}'	$c'_{95\%}$	$c^*_{5\%}$	\bar{c}^*	$c^*_{95\%}$
B 10/15	0,137	0,2414	0,346	0,206	0,364	0,521
B 25/35	0,148	0,2414	0,335	0,198	0,323	0,447
B 45/55	0,157	0,2414	0,326	0,190	0,294	0,397

c' bezogen auf β_{wm} , c^* bezogen auf β_{WN}

2.2.1.2 Altersabhängigkeit

Die o.g. Beziehungen gelten jedoch nur für 28 Tage alten Beton. Zur Beschreibung der altersabhängigen Entwicklung der Laborzugfestigkeit wird auf die k_t -Altersfunktion von Rüschi/Jungwirth /67/ zurückgegriffen. Diese Funktion gilt strenggenommen nur für die Betondruckfestigkeit und beschreibt das Verhältnis zwischen der Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen $\beta_{w,28}$ und der Druckfestigkeit $\beta_w(t)$ zu einem früheren Zeitpunkt

$$k_t = \beta_w(t) / \beta_{w,28} \quad . \quad (2.4)$$

Die k_t -Funktion wurde aus Versuchen ermittelt und in Abhängigkeit vom Betonalter und der Zementfestigkeit beschrieben. Abb. 2.3 zeigt die k_t - Verläufe nach /67/.

Obwohl Heilmann bereits in /24/ auf die unterschiedliche zeitliche Entwicklung von Druck- und Zugfestigkeit hinwies, sind bis heute keine speziellen Altersfunktionen für die Zugfestigkeit des Betons aus der Literatur bekannt. Daher basieren auch die in Heft 400 DAfStb. /69/ angegebenen $k_{z,t}$ -Werte auf den k_t -Altersfunktionen von Rüschi/Jungwirth (vergl. Abschn. 2.3). In /56/ wird vorgeschlagen, die zeitabhängige Zugfestigkeit $\beta_z(t)$ analog der Druckfestigkeitsentwicklung in Gl. (2.4) auf den Wert $\beta_{z,28}$ zu beziehen. In Ermangelung konkreter Versuchsergebnisse lassen sich hierfür bisher nur Schätzwerte angeben. Zur Erfassung der rascheren Zugfestigkeitsentwicklung führt Henning in /25/ einen modifizierten Ansatz für $k_{z,t}$ ein, indem er die Altersfunktion Gl. (2.4) in die Beziehung für die Zugfestigkeit Gl. (2.2) einsetzt. Die altersabhängige Betonzugfestigkeit läßt sich danach wie folgt ausdrücken:

$$\beta_z(t) = c^* \cdot (k_t \beta_{wN})^{2/3} = c^* \cdot k_t^{2/3} \cdot \beta_{wN}^{2/3} \quad . \quad (2.5)$$

In Abb. 2.4 sind die Altersfunktionen nach Gl. (2.4) und (2.5) für zwei unterschiedliche Zementfestigkeiten gegenübergestellt.

Laube /39/ wählte zur Beschreibung der Altersabhängigkeit der Betonzugfestigkeit einen anderen Weg. Die Untersuchungen in /39/ zeigen, daß sich die mechanischen Eigenschaften des Betons als Funktion des Hydratationsgrades m ausdrücken lassen. In Abb. 2.5 sind die allgemeinen Ansätze für die bezogene Zugfestigkeits-, Druckfestigkeits- und Zugelastizitätsmodulentwicklung nach

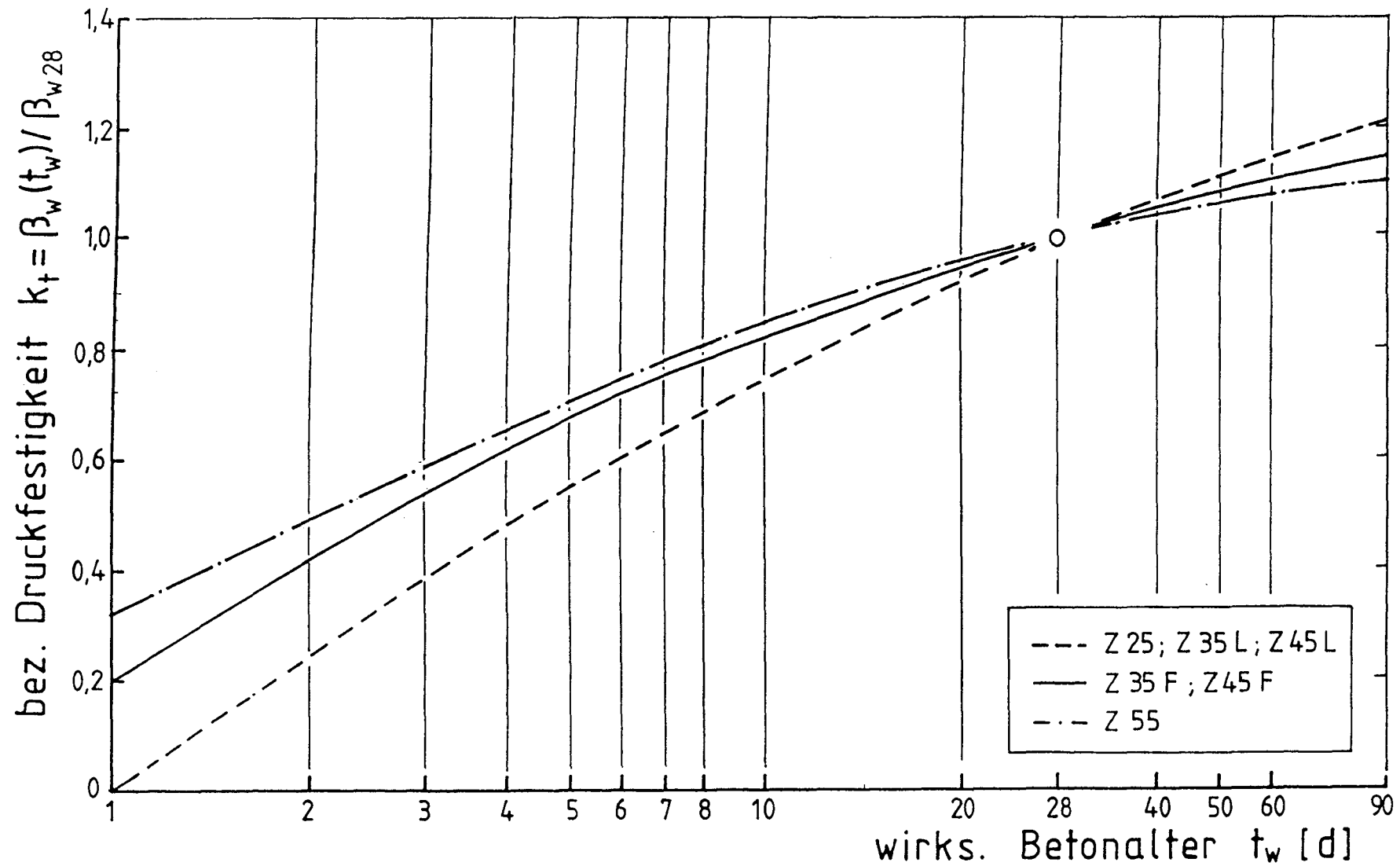


Abb. 2.3: Bezogene Druckfestigkeit in Abhängigkeit von dem wirksamen Betonalter

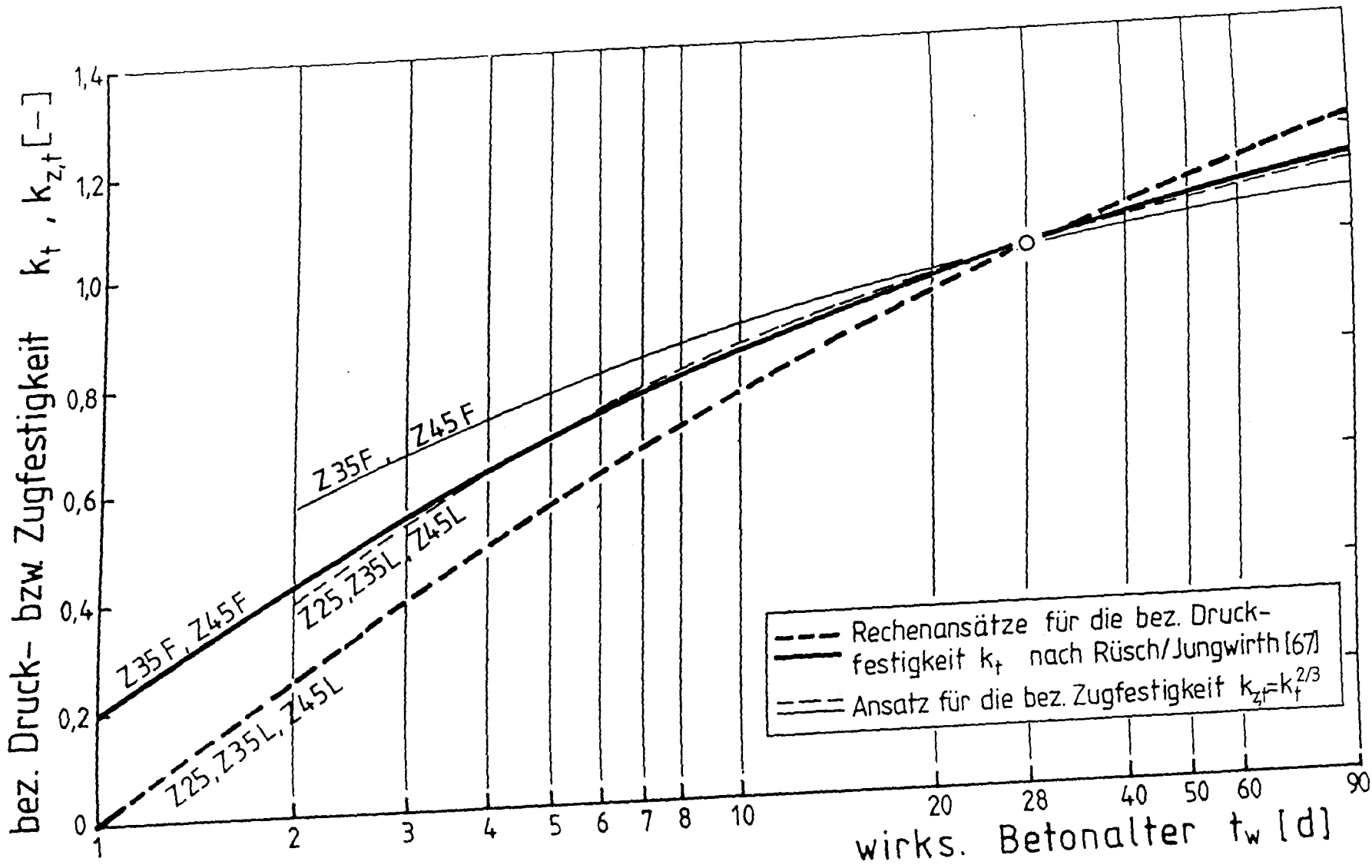


Abb. 2.4: Rechenansätze für die bezogene Druck- und Zugfestigkeit in Abhängigkeit von dem wirksamen Betonalter

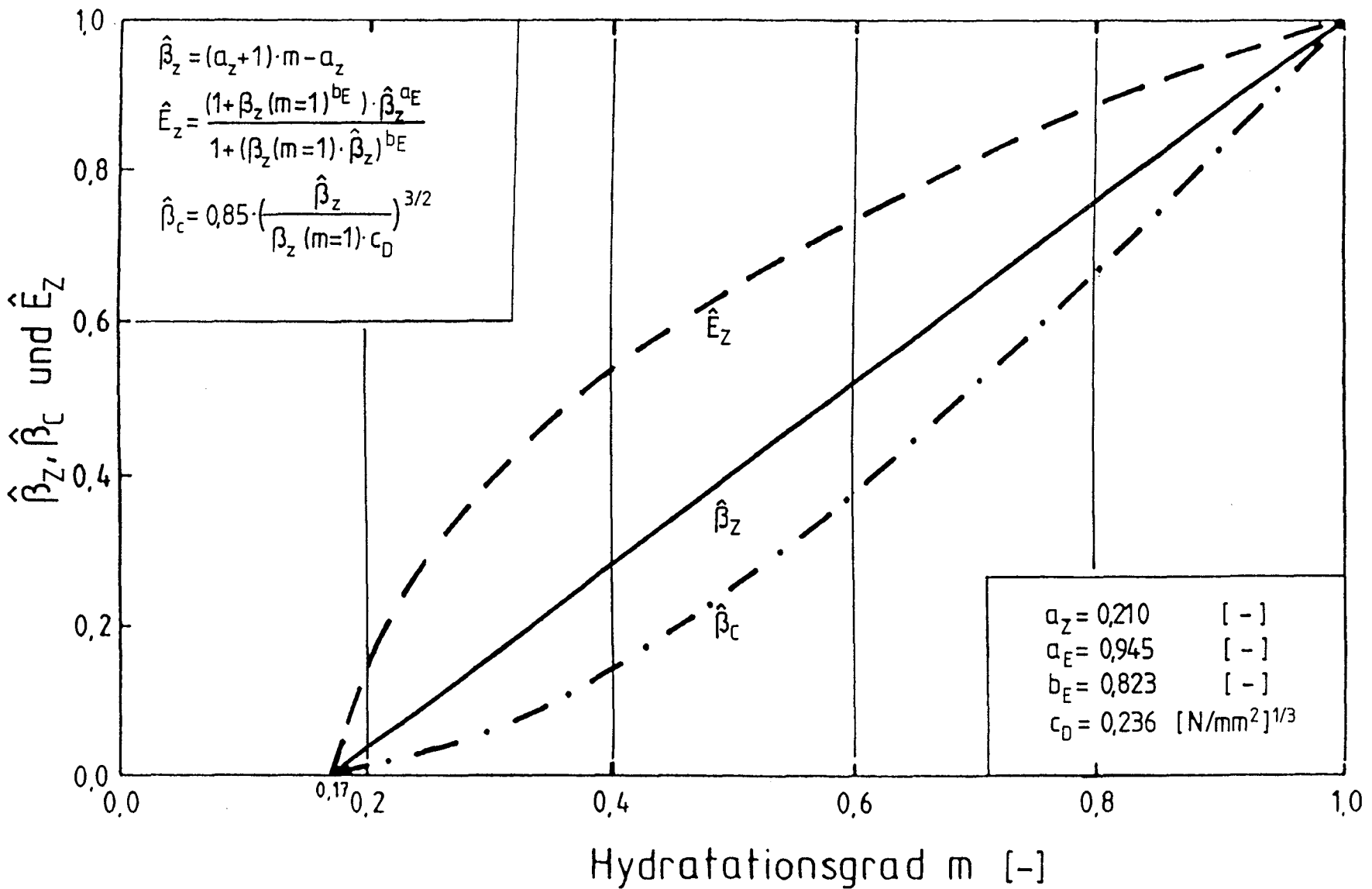


Abb. 2.5: Werkstoffansätze für die Zug- und Druckfestigkeit sowie den Elastizitätsmodul nach LAUBE

/39/ dargestellt. Zwischen der zentr. Zugfestigkeit und dem Hydratationsgrad besteht ein linearer Zusammenhang. Die Endzugfestigkeit β_{ze} für $m = 1$ läßt sich aus Zugversuchen extrapolieren. Nähere Angaben hierzu folgen in Abschn. 4.4.5.

Die Beschreibung der Werkstoffeigenschaften in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad hat gegenüber der zeitabhängigen Darstellung den Vorteil, daß die verschiedenen Einflüsse aus der Erhärtung, wie z.B. der Temperatureinfluß, über den Reifegrad erfaßt werden können. Voraussetzung dafür ist jedoch die Kenntnis der Erhärtungsgeschichte des Bauwerkbetons.

2.2.1.3 Einflüsse auf die Zugfestigkeit im Bauwerk

Die in der Regel an gesondert hergestellten und dauernd feucht gelagerten Prüfkörpern ermittelte Laborzugfestigkeit läßt sich i.a. im Bauwerk nicht erreichen. Hierfür sind verschiedene Einflüsse verantwortlich:

- Die Verdichtung des Betons im Bauwerk ist weniger intensiv als die von Laborproben.
- Randbereiche können infolge von Temperatur- und Schwindunterschieden durch Spannungen beladen bzw. durch Mikrorisse geschwächt werden.
- Langandauernde Zwangbeanspruchung kann zu einem Abfall der Zugfestigkeit führen (Dauerzug infolge des sich aufbauenden Zwangs).

In wieweit sich die einzelnen, streuenden Einflüsse mindernd auf die Zugfestigkeit auswirken, läßt sich gegenwärtig nur schwer einschätzen.

Der Einfluß der geringeren Verdichtung auf die Druckfestigkeit im Bauwerk ist bekannt. Nach DIN 1048 /11/ sind zum Nachweis der Betondruckfestigkeit im Bauwerk nur 85 % der in DIN 1045 festgelegten Werte erforderlich. Eine entsprechende Regelung für die Zugfestigkeit existiert nicht. In der Literatur findet man vereinzelt Hinweise, ohne daß diese jedoch durch Untersuchungen belegt werden. So wird z.B. der Abminderungsfaktor aus Erhärtung und Verdichtung in /56/ mit etwa 0,8 - 1,0 angegeben. Henning /25/ schätzt den Einfluß aus der schlechteren Verdichtung des Bauwerksbetons auf ca. 20 %.

Eigenspannungen und Schwindunterschiede können zu einer Vorschädigung des Betons in Form von feinsten Haarrissen führen. An den Stellen, an denen diese Haarrisse vorhanden sind, entstehen bei einer späteren Beanspruchung bevorzugt Risse. Sie wirken somit als Initialstellen für eine Zwangrißbildung und setzen gleichzeitig die wirksame Betonzugfestigkeit herab. Die Rißschnittgröße bei der Bildung eines ersten Trennrisses verkleinert sich. Die häufigste Ursache für Eigenspannungen sind nichtlinear über den Querschnitt verteilte Temperaturprofile, die sich aus der instationären Wärmeentwicklung des Bauteils bei der Hydratation ergeben. In Randbereichen von dickeren Bauteilen können die Eigenspannungen ohne weiteres die Zugfestigkeit des Betons erreichen und somit eine Vorschädigung verursachen. Über die Größenordnung dieser Schädigung gibt es in der Literatur unterschiedliche Angaben /18,28,32/. Rostásy schätzt die Minderung in /56/ auf bis zu 40 %. Jaccoud hingegen hält aufgrund seiner Untersuchungen /32/ bei dicken Bauteilen eine Schwächung von 50 % für möglich. Berechnungen von Puche /50/ mit Hilfe von Scheibenelementen deuten bei kombinierter Beanspruchung aus Zwang und Eigenspannungen auf noch größere Abminderungen hin (bis zu 60 %). Allerdings bleibt einzuschränken, daß diese Untersuchungen mit den Eigenschaften und Ansätzen eines ausgehärteten, 28 Tage alten Betons durchgeführt wurden. Sowohl die DIN 1045 /10/ als auch der EC2 /17/ berücksichtigen diesen zugfestigkeitsmindernden Einfluß, wenn auch in unterschiedlicher Größe (vergl. Abschn. 2.3).

Der Einfluß einer langandauernden Beanspruchung auf die wirksame Betonzugfestigkeit ist bisher mit den größten Unsicherheiten behaftet. Es ist bekannt, daß die Zugfestigkeit unter Dauerzugbeanspruchung, vor allem bei dynamischer Beanspruchung stark abgebaut wird, die Größe der Festigkeitsminderung ist aber weitgehend unbekannt. Leonhardt /40/ gibt die Restfestigkeit pauschal mit 60 % an. Versuche von Domone /13/ ergeben i.M. eine Festigkeitsminderung von ca. 15 %. Die Angaben divergieren stark, systematische Untersuchungen über den Einfluß des allmählichen Zwanganstiegs, der sich z.B. im Zuge des Hydratationswärmeabflusses einstellt, wurden bisher nicht durchgeführt. Daher wird dieser Einfluß auch in den Vorschriften bislang nicht berücksichtigt.

Die o.g. Einflüsse können jeweils einzeln oder in Kombination die Zugfestigkeit im Bauwerk gegenüber der unter zügiger Last gewonnenen Laborzugfestigkeit herabsetzen. In Ermangelung einzelner gesicherter Einflußfaktoren findet man

in der Literatur häufig pauschale Abminderungen /41,49/. Auch sie basieren in der Regel auf Schätzungen.

Im Gegensatz zu den vorgenannten Abminderungen wirken sich praxisübliche Überfestigkeiten steigernd aus. Allerdings wird dieser Einfluß bereits im Ansatz der rechnerischen Betonzugfestigkeit berücksichtigt (vergl. Abschn. 2.2.1.1). Nähere Angaben dazu liefern /65,68/.

2.2.2 Zugelastizitätsmodulentwicklung

Die Berechnung von Zwangsspannungen setzt die Kenntnis des aktuellen Elastizitätsmoduls voraus. Strenggenommen ist die Elastizitätstheorie auf den Beton wegen dessen nichtlinearer σ - ϵ -Linie nicht anwendbar. Gleichwohl läßt sich das Spannungs-Verformungsverhalten für Druckspannungen unterhalb $\beta_w/3$ mit Hilfe des Hooke'schen Gesetzes beschreiben. Die Bestimmung des Druck-E-Moduls als Sekantenmodul erfolgt nach den Regeln von DIN 1048 /11/. In DIN 1045 /10/ findet man Richtwerte für den Druckelastizitätsmodul nach 28 Tagen. Sie lassen sich mit dem empirischen Ansatz von /67/ approximieren

$$E_b \approx 9600 \cdot \beta_w^{1/3} \quad (2.6)$$

Die E-Moduln für Zug- und Druckbelastung sind unterschiedlich. Im Gegensatz zur progressiv gekrümmten Spannungs-Dehnungslinie unter Druckbelastung, zeigt der Beton bei Zugbelastung einen über den gesamten Beanspruchungsbereich nahezu linearen Verlauf. Daher ist es prinzipiell möglich, den Zugelastizitätsmodul gleich dem Ursprungsmodul für Druckbelastung zu setzen. Er fällt damit geringfügig größer aus als der Druck-E-Modul. Rostásy und Alda /57/ haben aus Zugversuchen folgenden Zusammenhang zwischen dem Zugmodul und dem Sekantenmodul bei Druckbelastung ermittelt

$$E_{Z,28} \approx 1,15 \cdot E_{D,28} \quad (2.7)$$

Ebenso wie die Zugfestigkeit und die Druckfestigkeit wächst auch der Elastizitätsmodul mit dem Betonalter. Die Zeitabhängigkeit des Druckelastizitätsmoduls läßt sich nach /67/ aus dem Elastizitätsmodul nach 28 Tagen berechnen

$$E_D(t) = k_e \cdot E_{D,28} \quad (2.8)$$

Für den Altersfaktor k_e sind in /67/ in Abhängigkeit von der Zementart verschiedene Kurvenverläufe angegeben (Abb. 2.6). Sie wurden aus der zeitlichen Entwicklung der Druckfestigkeit Gl. (2.4) nach folgender Beziehung ermittelt

$$k_e = k_t^{1/3} \quad (2.9)$$

Die Beziehung Gl. (2.9) weist im Vergleich zur Druckfestigkeit auf einen überproportionalen Anstieg des Elastizitätsmoduls hin. Wendet man die Gl. (2.6) auf Gl. (2.7) an, läßt sich für den Zugelastizitätsmodul folgender altersabhängiger Ansatz entwickeln

$$E_z(t) \approx 1,15 \cdot k_t^{1/3} \cdot E_{0,28} \quad (2.10)$$

Bisher gibt es keine Untersuchungsergebnisse, die diesen Zusammenhang belegen.

Entsprechend der Vorgehensweise bei der Zugfestigkeit wurde in /39/ eine hydrationsgradabhängige Beziehung für den Zugelastizitätsmodul entwickelt. Abb. 2.5 zeigt die überproportionale Entwicklung des E-Moduls im Vergleich zur Zug- und Druckfestigkeit. Die hydrationsgradabhängige Funktion wurde nach einem empirischen Ansatz von Byfors /8/ ermittelt. Die zugehörigen Parameter sind betonspezifisch und müssen aus Versuchen ermittelt werden.

2.2.3 Kriech- und Relaxationsverhalten des jungen Betons

Die viskoelastischen Eigenschaften des jungen Betons beruhen u.a. auf Verformungen des Zementsteins, der unter Belastung physikalisch gebundenes Wasser abgibt. Dadurch treten neben den elastischen auch viskose Verformungen auf, deren Größe ebenfalls vom Alter des Betons abhängig ist. Die Verformungen eines Bauteils unter konstanter Belastung nehmen mit der Zeit zu, der Beton kriecht. Hält man hingegen die Verformung konstant, so wird die zu Anfang einwirkende Spannung durch Relaxation abgebaut.

Der Relaxationseinfluß ist insbesondere bei der Berechnung der Zwangsspannungen aus Hydratation nicht zu vernachlässigen. Der Beton kann in den ersten Tagen nach der Betonage durch sein erhöhtes Relaxationsvermögen einen großen Teil der Spannungen abbauen. Abb. 2.7 zeigt qualitativ den Anstieg der Zwang-

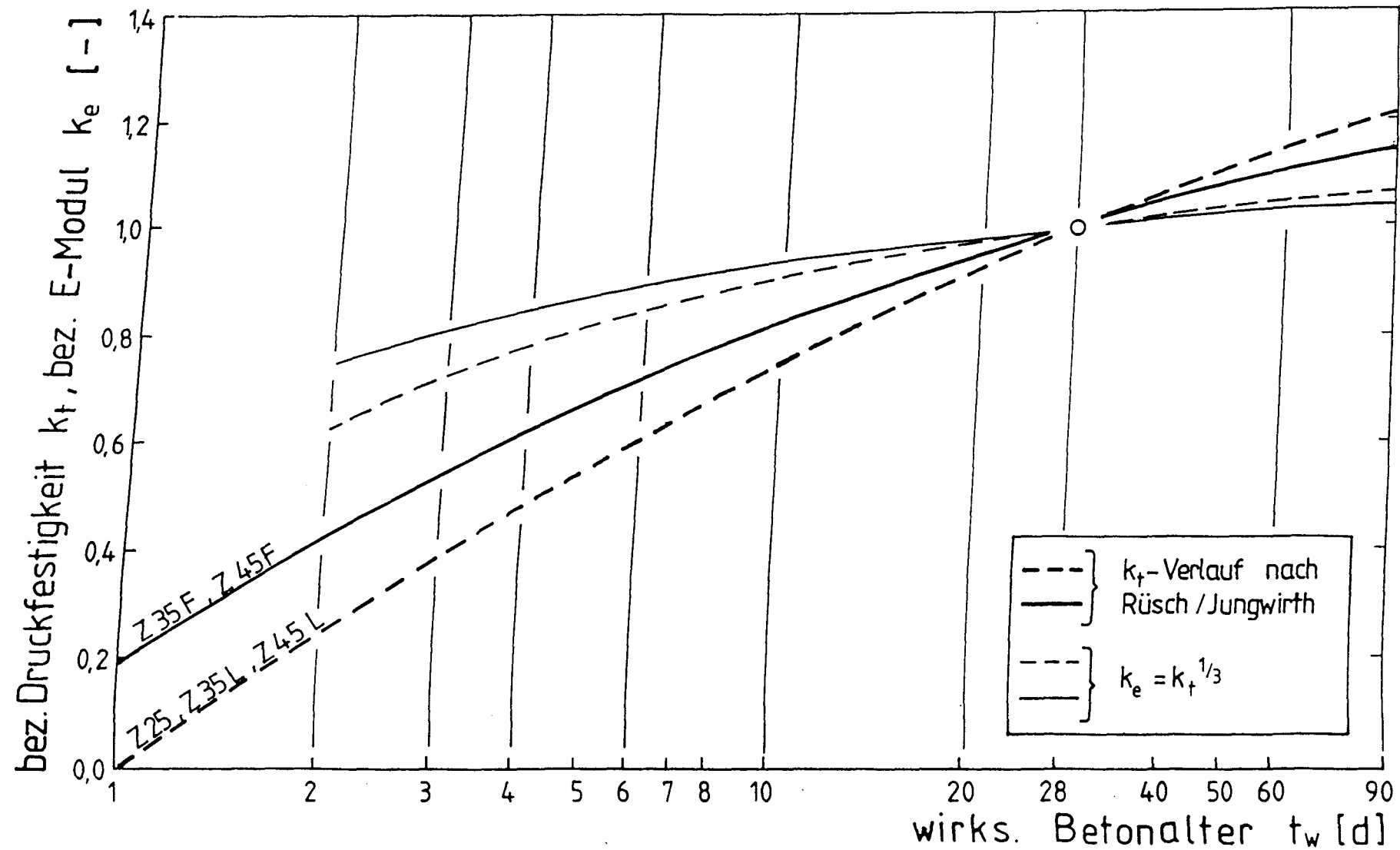


Abb. 2.6: Rechenansätze für die bezogene Druckfestigkeit und den bezogenen E-Modul in Abhängigkeit von dem wirksamen Betonalter

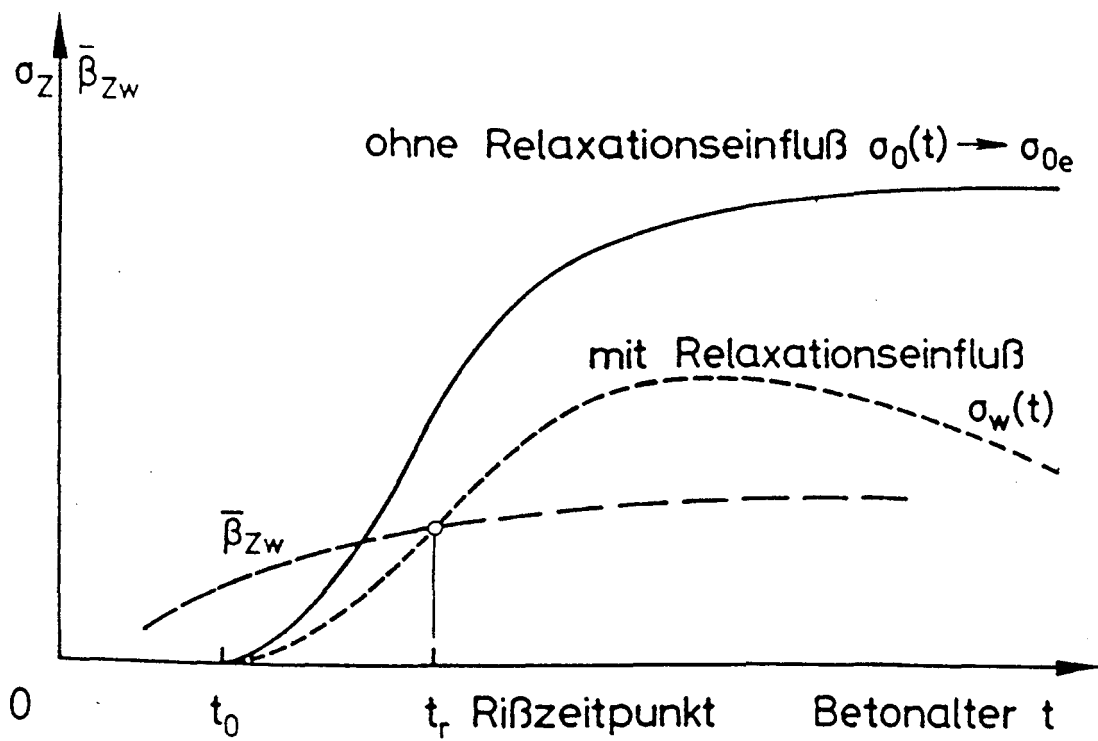


Abb. 2.7: Entwicklung der Zwangspannung beim Abfließen der Hydratationswärme mit und ohne Berücksichtigung des Relaxationseinflusses

spannung $\sigma_z(t)$ beim Abfluß der Hydratationswärme mit und ohne Berücksichtigung des Relaxationseinflusses.

Kriechen und Relaxieren haben die gleichen physikalischen Ursachen, daher verwendet man in der Praxis zu deren Beschreibung üblicherweise Kriechansätze. Für das Druckkriechen ist der Summenansatz nach DIN 4227 /12/ der gebräuchlichste. Die Herleitung ist in /67/ beschrieben. Die Kriechverformung unter Zugbeanspruchung verläuft jedoch anders als bei Druckbeanspruchung. Rostásy und Alda /57/ leiten aus Versuchen für die Zugkriechzahl des jungen Betons folgenden Ansatz ab:

$$\varphi_z(t, t_0) = 0,4 - 0,006 t_0 + (0,1 - 0,001 t_0) \cdot \ln(t - t_0) \quad (2.11)$$

t_0 [d] Betonalter bei Belastungsbeginn ($2d < t_0 < 28d$)

t [d] Alter, für das die Kriechverformung ermittelt wird ($2d < t < 70d$)

Die Kriechzahl φ_z bezieht sich auf den E-Modul zum Zeitpunkt t_0 und gilt nur für frühen Zwang. Nähere Angaben enthalten /57,61/.

Zur Berechnung der Restspannung $\sigma_w(t, t_0)$ nach dem Relaxieren wird in der Regel der Relaxationsansatz von Trost /71/ verwendet. Mit dem Ansatz in Gl. (2.11) ergibt sich für den zwangsbeanspruchten jungen Beton folgende Beziehung /39/:

$$\sigma_w(t, t_0) = \frac{1}{(1 + \varphi_z(t, t_0))} \cdot \sigma_z(t_0) \quad (2.12)$$

Allerdings ist dieser Ansatz mit einigen Unsicherheiten behaftet. So können Einflüsse eines geänderten wirksamen Betonalters oder einer geänderten Zementsorte damit nicht erfaßt werden. Außerdem wird das Kriech- und Relaxationsverhalten im Bauwerk von verschiedenen anderen Faktoren wie Porosität, Feuchtigkeitsunterschieden, wirksamer Bauteildicke u.w.m. beeinflusst. Die Ergebnisse solcher Berechnungen sind stets als Näherungen zu betrachten.

Neuere Arbeiten ermöglichen die Abbildung der Erhärtung im Kriechansatz /5,15,39/. Laube /39/ benutzte zur Beschreibung seiner Kriech- und Relaxationsversuche am jungen Beton einen modifizierten Kriechansatz von Wittmann /75/. Die Kriechfunktion lautet

$$\varphi(t, t_i) = P_1(t_i) \cdot \left[\frac{t - t_i}{t_k} \right]^{P_2(t_i)} \quad (2.13)$$

und die Relaxationsfunktion

$$\psi(t, t_i) = \exp \left[- P_1(t_i) \cdot \left[\frac{t - t_i}{t_k} \right]^{P_2(t_i)} \right] \quad (2.14)$$

mit

t_i : Belastungsalter [h]

t_k : Zeitkonstante; l [h]

$P_1; P_2$: Hydratationsgradabhängige Parameter bei Belastungsbeginn.

Die betonspezifischen Parameter P_1 und P_2 in den Gl.n. (2.13) und (2.14) berücksichtigen den Erhärtungszustand bei Belastungsbeginn. Die lineare Abhängigkeit vom Hydratationsgrad m konnte in /39/ exemplarisch an einer Betonrezeptur nachgewiesen werden (Abb. 2.8). Die Übertragbarkeit auf andere Betone bedarf der experimentellen Überprüfung.

Die Spannungsantwort eines Bauteils auf eine zu einem bestimmten Betonalter einsetzende Zwangdehnung erhält man durch Superposition der mit der Relaxfunktion Gl. (2.14) ermittelten Dehnungsstufen. Das entsprechende Rechenverfahren ist in /39/ beschrieben.

2.2.4 Sonstige zwangbeeinflussende Eigenschaften des jungen Betons

Neben den mechanischen Eigenschaften wird das Verhalten des jungen Betons unter Zwangbeanspruchung noch von weiteren insbesondere physikalischen und chemischen Eigenschaften und Vorgängen beeinflusst. Dazu gehören die Größe und der zeitliche Verlauf der Hydratationswärme, die Entwicklung der Temperaturdehnzahl und der Wärmeübergangsbedingungen sowie das Schwindverhalten des Betons, um nur einige Begriffe zu nennen. Da diese Eigenschaften im Rahmen dieser Forschungsarbeit nicht näher untersucht werden sollen, wird hier auf die Literatur verwiesen. Einen Überblick geben u.a. /4,6,21,39,61/.

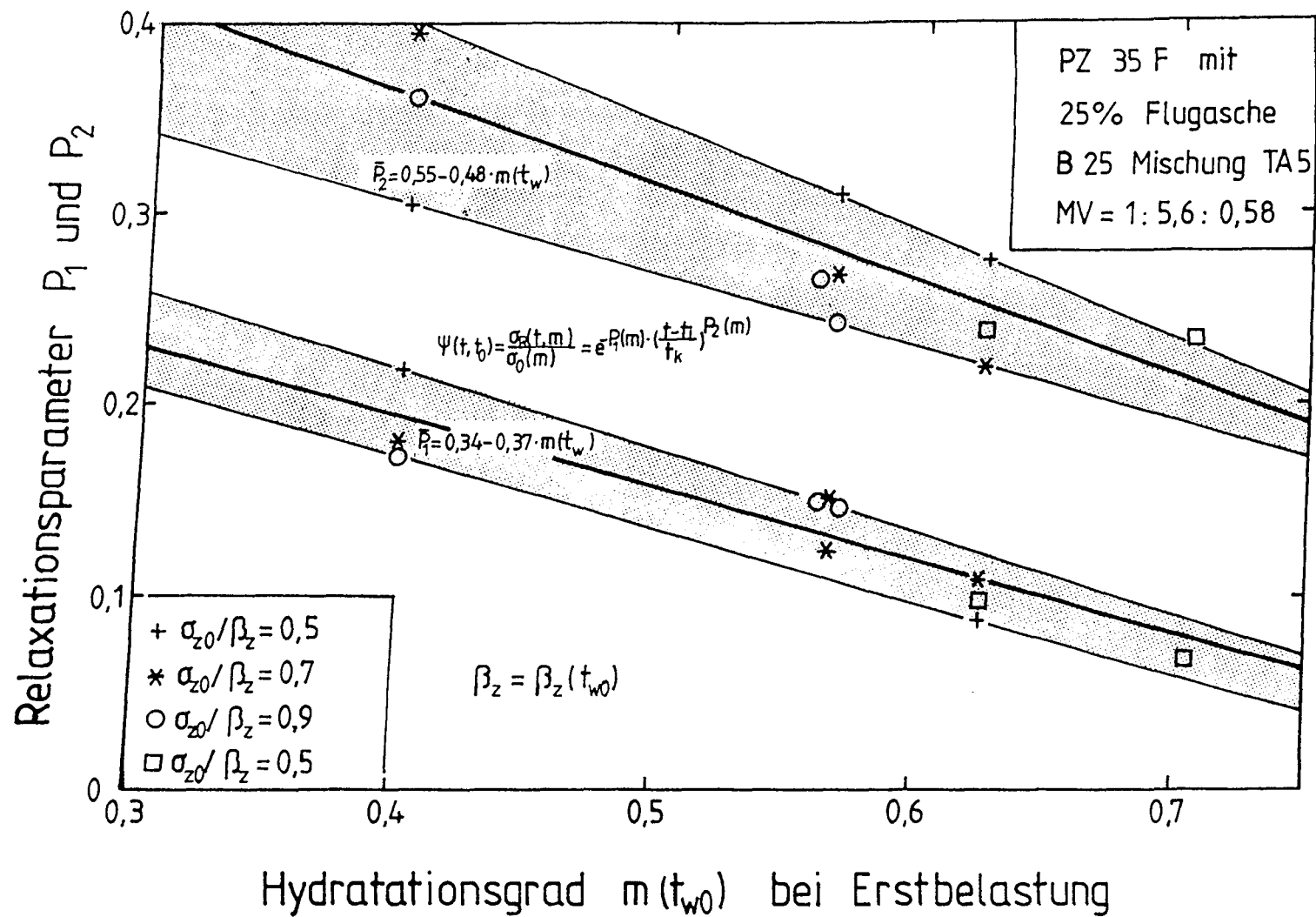


Abb. 2.8: Parameter P des viskoelastischen Verhaltens nach LAUBE, abhängig vom Hydratationsgrad

2.3 Regeln zur Rißbreitenbeschränkung nach DIN 1045 bzw. DAfStb Heft 400

2.3.1 Geschichtliche Entwicklung der Rißbreitenbeschränkungsregeln

Es ist etwa zwanzig Jahre her, als zum ersten Mal Regeln zur Beschränkung der Rißbreite in der DIN 1045 erschienen. Sie beruhten auf Kenntnissen, die in den 60er Jahren gewonnen wurden und einen kausalen Zusammenhang zwischen der Rißbreite und der Korrosionsgefahr der Bewehrung herstellten. Die Nachweisverfahren beschränkten sich im wesentlichen auf die Begrenzung der Stahldurchmesser in Abhängigkeit von den Umgebungsbedingungen. Trotz dieser Regelung kam es in der Praxis besonders häufig bei ausgedehnten Stahlbetonbauteilen zu einer unkontrollierten Rißbildung. Ursache war meistens eine thermische Zwangbeanspruchung, z.B. infolge Hydratationswärmeabfluß, die bei der Berechnung nur unzureichend berücksichtigt wurde bzw. gar nicht erfaßt werden konnte.

Erkenntnisse aus Bauwerksuntersuchungen und Schadensanalysen in Verbindung mit neuen Forschungsergebnissen mündeten schließlich in die Novellierung der Rißbreitenbeschränkungsregel der DIN 1045 im Jahre 1988. Entsprechend den Regeln in fast allen europäischen Vorschriften ist heutzutage bei zwangbeanspruchten Bauteilen stets eine Mindestbewehrung vorzusehen. Zwar läßt sich dadurch eine Rißbildung nicht verhindern, aber sofern die Streckgrenze des Stahls nicht überschritten wird, können damit unkontrollierte Rißbreiten vermieden werden.

2.3.2 Mindestbewehrung nach DIN 1045 und EC2

Sofern nicht nachgewiesen wird, daß die Zwangsschnittgröße die Rißschnittgröße nicht erreicht, ist bei zwangbeanspruchten Bauteilen nach DIN 1045, 17.6.2 immer eine Mindestbewehrung der Form

$$\mu_z = k_0 \cdot \beta_{bZ} / \sigma_s \quad (2.15)$$

einzulegen. Hierbei bedeuten:

μ_z der auf die Zugzone A_{bZ} nach Zustand I bezogene Bewehrungsgehalt A_s/A_{bZ}

- k_0 Beiwert zur Beschränkung der Breite von Erstrissen in Bauteilen
 unter Biegezwang $k_0 = 0,4$
 unter zentrischem Zwang $k_0 = 1,0$
- σ_s Betonstahlspannung im gerissenen Zustand in Abhängigkeit vom gewählten
 Stabdurchmesser, jedoch maximal $0,8 \beta_s$
- β_{bz} Betonzugfestigkeit, ermittelt aus der Nenndruckfestigkeit β_{WN} des Betons,
 wobei für β_{WN} mindestens ein Wert von 35 N/mm^2 anzusetzen ist.

Für den Fall des Hydratationswärmezangs darf nach der DIN mit der dann vorhandenen, geringeren wirksamen Betonzugfestigkeit β_{bZw} entsprechend deren zeitlicher Entwicklung gerechnet werden. Ohne genaueren Nachweis ist die wirksame Betonzugfestigkeit β_{bZw} mit $0,5 \beta_{bz}$ anzunehmen. Für weitergehende Möglichkeiten zur Bestimmung der wirksamen Betonzugfestigkeit wird auf die Erläuterungen von DAfStb Heft 400 verwiesen.

Die Bestimmungen des EC2 zur Ermittlung der Mindestbewehrung basieren auf den gleichen Grundlagen wie die DIN 1045 und unterscheiden sich nur geringfügig von den o.a. Bemessungsregeln. Die Formel für die Mindestbewehrung nach EC2, 4.4.2 ist bis auf den Faktor k_1 mit Gl. (2.15) identisch. Der Beiwert k_1 berücksichtigt zusätzlich bauteilabhängige Einflüsse wie z.B. die Überlagerung von Eigen- und Zwangspannungen beim Abfließen der Hydratationswärme, die nach DIN 1045 nur durch eine pauschale Abminderung der Betonzugfestigkeit erfaßt wird. Weiterhin ist bei reiner Zwangbeanspruchung die Ausnutzung der Stahlspannung bis zur Streckgrenze zulässig.

Ein weiterer Unterschied besteht in der Ermittlung der wirksamen Betonzugfestigkeit für $t < 28$ Tage. Nach EC2 kann die Zugfestigkeit in Abhängigkeit von der zu erwartenden Druckfestigkeit abgeschätzt werden. Bei dieser Regelung wird davon ausgegangen, daß sich die Zugfestigkeit im jungen Betonalter analog zur Druckfestigkeit entwickelt.

2.3.3 Ermittlung der Betonzugfestigkeit nach DAfStb Heft 400

Nähere Angaben als DIN 1045 zur Berechnung der Betonzugfestigkeit bei direkter Zwangbeanspruchung enthält das DAfStb-Heft 400. Schießl /69/ gibt darin die wirksame Betonzugfestigkeit im Bauwerk wie folgt an:

$$\beta_{bZw,t} = k_E \cdot k_{z,t} \cdot 0,3 \beta_{WN}^{2/3} \quad . \tag{2.16}$$

Der funktionale Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit und der Zugfestigkeit nach Gl. (2.16) geht auf die in Abschn. 2.2.1 geschilderten Untersuchungen von Heilmann /24/ Gl. (2.1) und Rüsç /65/ Gl. (2.2) zurück. Nach /56/ kann der Faktor zur Ermittlung der mittleren, rechnerischen Betonzugfestigkeit unter Berücksichtigung der Streuung mit 0,3 angenommen werden. Damit sind Überfestigkeiten des Betons im Bauwerk in einer Größenordnung bis zu 30 % bereits berücksichtigt. Für einen Beton der Festigkeitsklasse B 35 bedeutet das z.B., daß Serienfestigkeiten von etwa 50 N/mm² durch diesen Ansatz gerade noch abgedeckt sind. Aus der Sicht der Praxis sollten diese sogenannten Baustellenüberfestigkeiten nicht dramatisiert werden, da Zwangrisse ohnehin nicht an Stellen der Konstruktion mit den höchsten Festigkeiten auftreten /44/. Auch Schießl /69/ hält diesen Ansatz für die rechnerische Betonzugfestigkeit für heutige Betone aus wirtschaftlichen Gesichtspunkten für überprüfungsbedürftig, da anzunehmen ist, daß die Betonzugfestigkeit mit zunehmender Druckfestigkeit geringer zunimmt als nach diesem Ansatz.

Durch den Faktor $k_{z,t}$ in Gl. (2.16) wird das Betonalter berücksichtigt. Dies ist besonders beim Hydratationswärmewang von Bedeutung. In Heft 400 sind in Abhängigkeit vom Betonalter und der Zementfestigkeit Werte für $k_{z,t}$ angegeben, die im Vergleich zu den Vereinfachungen in der DIN 1045 eine bessere Abschätzung der Betonzugfestigkeit ermöglichen sollen (Tab. 2.3).

Tabelle 2.3: Faktor $k_{z,t}$ zur Berücksichtigung des Betonalters nach /69/

	Alter des Betons in Tagen			
	3	7	28	90
$k_{z,t}$	(0,4)	(0,6)		(1,2)
	0,5	0,75	1,0	1,1
	(0,7)	(0,9)		(1,05)

Die $k_{z,t}$ - Werte ohne Klammer gelten für normal erhärtende Zemente (z.B. PZ 35 F), übliche Bauteilabmessungen und normale Lufttemperatur (15 bis 25 °C). Bei Verwendung langsam erhärtender Zemente (Z 25, Z 35 L) bzw. für geringe Umgebungstemperaturen während der Erhärtung können u.U. kleinere Zugfestig-

keiten auftreten. Dann sind kleinere $k_{z,t}$ - Werte anzusetzen (obere Klammerausdrücke). Entsprechend gelten für schnell erhärtende Zemente (Z 45 F, Z 55), hohe Umgebungstemperaturen und für massige Bauteile größere Werte (untere Klammerausdrücke).

Ein Vergleich der angegebenen $k_{z,t}$ - Faktoren der Tabelle 2.3 mit den k_t - Altersfunktionen nach Rüschi/Jungwirth /67/ in Abb. 2.9 zeigt eine gute Übereinstimmung für normal und langsam erhärtende Zemente. Die Werte in Tabelle 2.3 leiten sich demnach aus der altersabhängigen Entwicklung der Druckfestigkeit ab und berücksichtigen nicht die raschere Zugfestigkeitszunahme im jungen Betonalter. Die Werte für schnell erhärtende Zemente weichen von der zugehörigen k_t - Linie ab. Es ist zu vermuten, daß durch die erhöhten Faktoren insbesondere die hohe Temperaturentwicklung in massigen Bauteilen berücksichtigt werden soll.

Da bei direkter Zwangbeanspruchung, wie z.B. beim Abfließen der Hydratationswärme, im Bauteil zusätzlich Eigenspannungen auftreten, kann die Betonzugfestigkeit im Bauwerk durch den Faktor k_E weiter abgemindert werden (vergl. Abschn. 2.2.1.3). Aus theoretischen Überlegungen ergibt sich, daß die festigkeitsmindernde Wirkung von Eigenspannungen mit zunehmendem Querschnitt wächst. In Heft 400 wird k_E daher in Abhängigkeit von der Bauteildicke d definiert. Der Verlauf von k_E ist in Abb. 2.10 dargestellt. Zum Vergleich wurde zusätzlich der entsprechende Faktor k_1 ($= k_E \cdot n$, H. 400) nach den Bestimmungen des EC2 in die Abbildung aufgenommen. Für dicke Bauteile liefert der EC2 wegen des kleineren Wertes $k_1 = 0,5$ geringere wirksame Betonzugfestigkeiten.

In Abb. 2.11 ist exemplarisch für einen Beton der Festigkeitsklasse B 35 die altersabhängige Entwicklung der Betonzugfestigkeit nach DIN 1045 und nach DAfStb-Heft 400 dargestellt. Die unterste Linie in Abb. 2.11 kennzeichnet die wirksame Betonzugfestigkeit nach /69/ bei Verwendung eines Betons mit einem langsam erhärtenden Zement und unter Berücksichtigung der festigkeitsmindernden Wirkung von Eigenspannungen ($k_E = 0,6$).

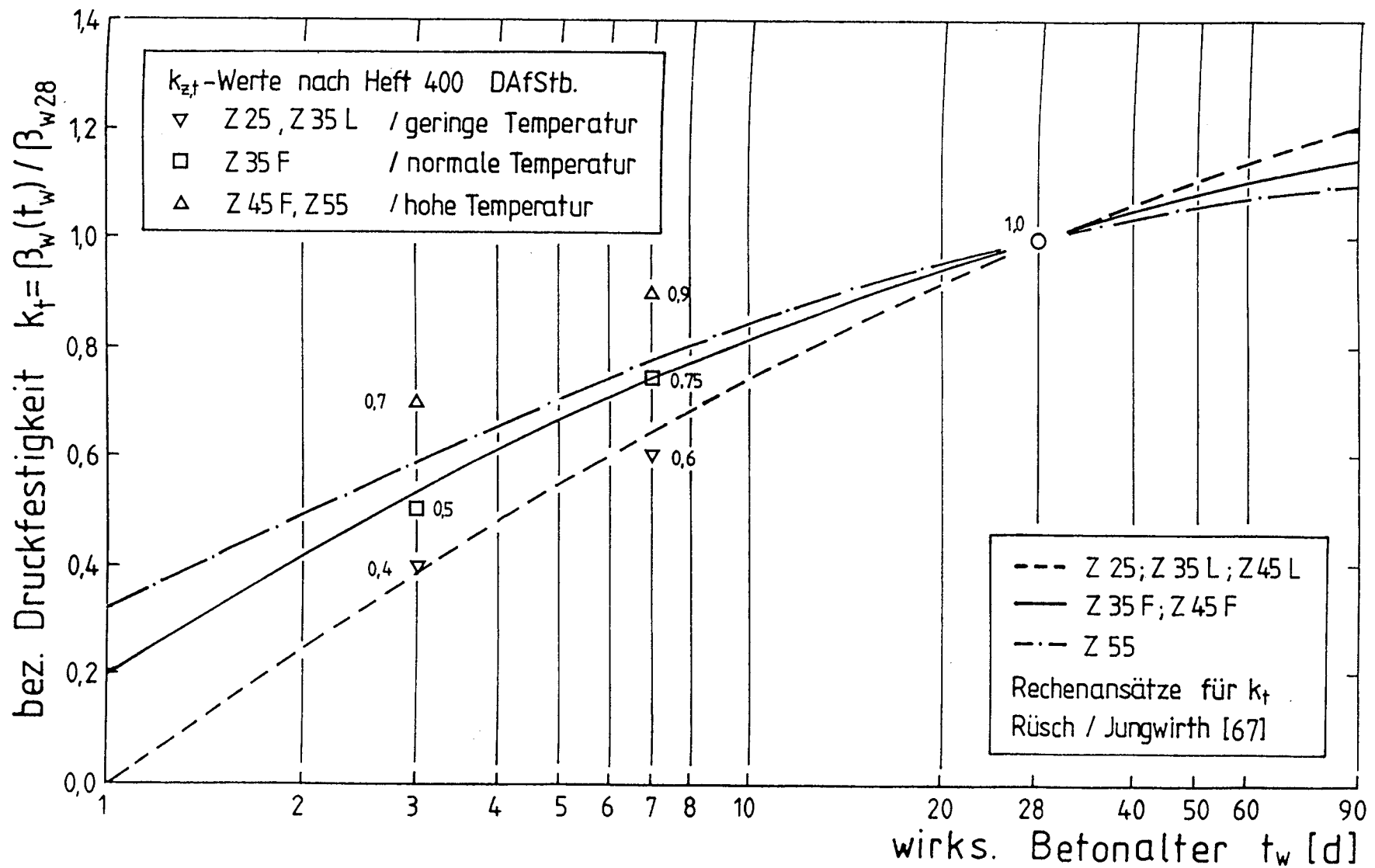


Abb. 2.9: Vergleich der bezogenen Druckfestigkeitsentwicklung k_t mit den $k_{z,t}$ -Werten nach DAfStb-Heft 400, abhängig vom wirksamen Betonalter

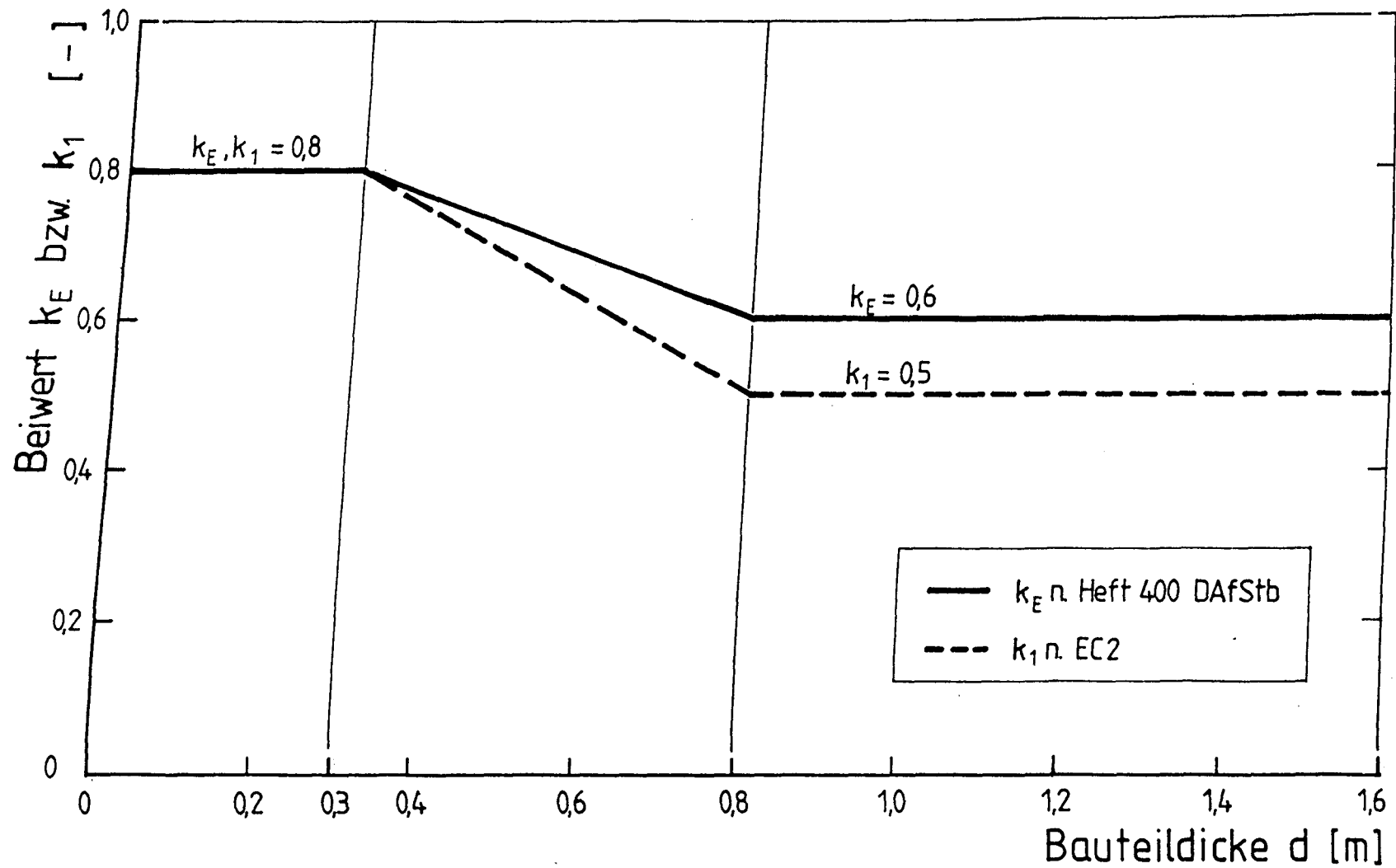


Abb. 2.10: Beiwert k_E bzw. k_1 zur Berechnung der wirksamen Betonzugfestigkeit in Abhängigkeit von der Bauteildicke

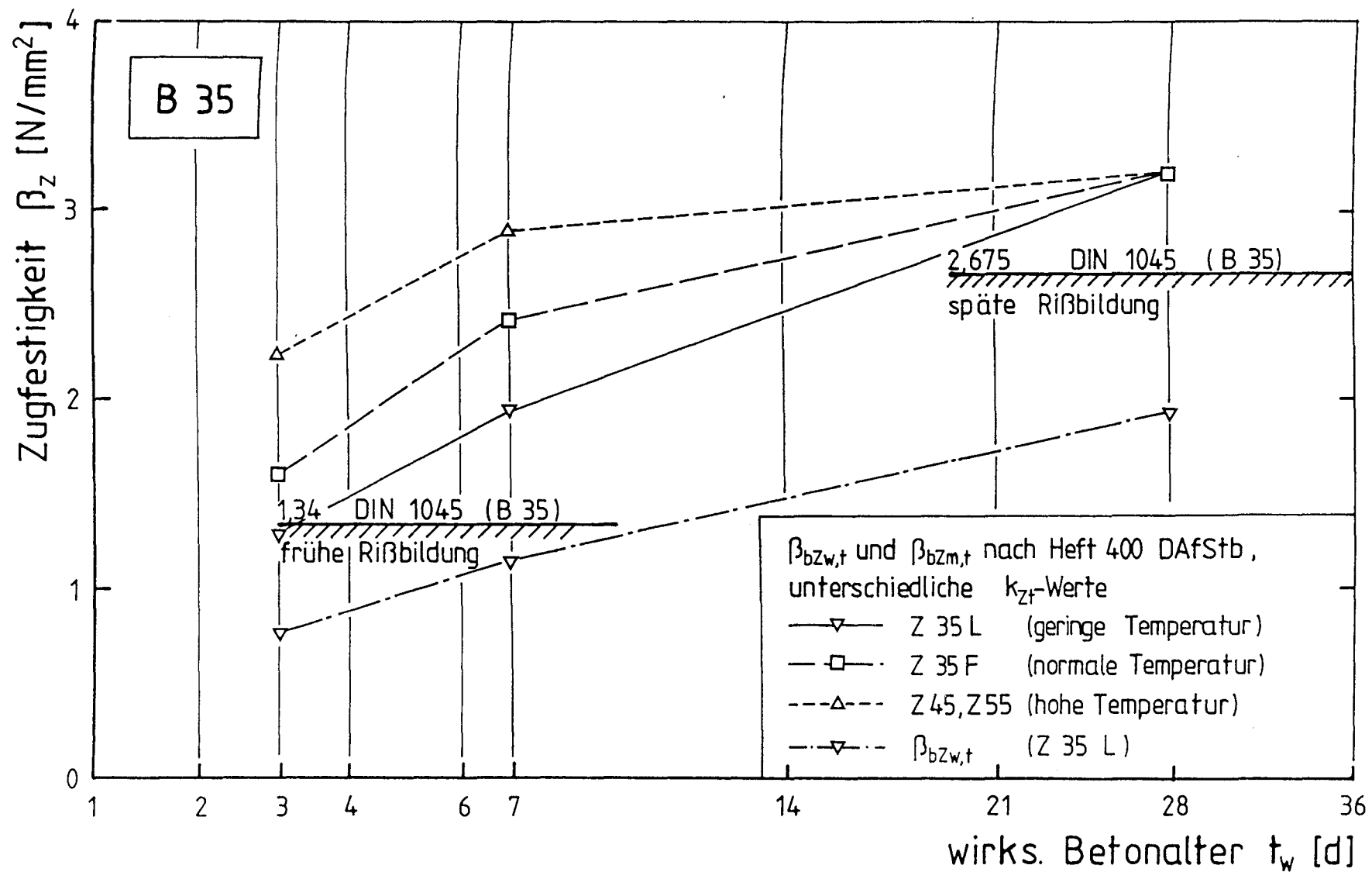


Abb. 2.11: Ansatz der Betonzugfestigkeit nach DIN 1045 und DAfStb-Heft 400 für einen Beton der Festigkeitsklasse B 35

2.4 Prüfung der Betonzugfestigkeit

2.4.1 Allgemeines

Die Prüfung der Zugfestigkeit von Beton spielt im Gegensatz zur Druckfestigkeit in der Baupraxis nur eine untergeordnete Rolle. Bei der Bemessung von Stahlbetonbauteilen ist von einer gerissenen Zugzone auszugehen. Erst als es darum ging, Risse bei bestimmten Betonkonstruktionen zu vermeiden, gewann die Zugfestigkeit mehr an Bedeutung. Ende der 50er und Anfang der 60er Jahre erschien eine Reihe von Veröffentlichungen zur Zugfestigkeit des Betons /2,20,45,46,47,66,76/. Die direkte Prüfung der zentrischen Zugfestigkeit erforderte einen erheblichen versuchstechnischen Aufwand und war zudem mit großen Streuungen behaftet. Daher wurde in der Vergangenheit zunehmend auf indirekte Prüfverfahren ausgewichen, aus denen die Zugfestigkeit abgeleitet wurde. Zu den indirekten Prüfverfahren zählen die Prüfung der Biegezugfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit (Abb. 2.12). Eine ausführliche Darstellung der Prüfmethoden gibt Bonzel in /2,3/. Diese Verfahren sind letztlich auch in die Normung eingeflossen.

2.4.2 Indirekte Methoden zur Prüfung der Betonzugfestigkeit

2.4.2.1 Biegezugfestigkeit

Die Biegezugfestigkeit des Betons wird durch Prüfung eines auf Biegung beanspruchten Betonbalkens ermittelt. Die Prüfkörper haben in der Regel quadratische oder rechteckige Querschnitte und werden entweder in Balkenmitte durch eine oder in den Drittelpunkten durch zwei Einzellasten bis zum Bruch belastet. Nach der DIN 1048, T. 5 ist wegen der konstanten Biegebeanspruchung im mittleren Balkendrittel nur noch die Prüfung mit 2 Einzellasten vorgesehen. Untersuchungen haben nämlich gezeigt, daß die Lastanordnung das Prüfergebnis beeinflusst. Bei einer Einzellast ergibt sich das Bruchmoment aus der Biegezugfestigkeit in Balkenmitte, hingegen ist bei 2 Einzellasten die minimale Biegezugfestigkeit im mittleren Drittel des Balkens für das Versagen verantwortlich. Weiterhin läßt sich die Biegezugfestigkeit nicht so ohne weiteres mit der zentr. Zugfestigkeit vergleichen. Bei der Berechnung der Biegezugfestigkeit aus dem Bruchmoment wird linear elastisches Werkstoffverhalten

vorausgesetzt. Außerdem wird davon ausgegangen, daß die Querschnitte unter Belastung eben bleiben. Diese Annahmen treffen in Wirklichkeit so nicht zu. Somit ergeben sich für die Biegezugfestigkeit andere Werte als für die zentr. Zugfestigkeit.

2.4.2.2 Spaltzugfestigkeit

Die Spaltzugfestigkeit des Betons läßt sich in einer gewöhnlichen Druckprüfmaschine ermitteln. Die zumeist zylindrischen Prüfkörper werden parallel zur Zylinderachse an den sich gegenüberliegenden Mantelachsen belastet. Der Bruch der Probe erfolgt durch Aufspalten ins Längsrichtung infolge Querzug. Prüfkörperform und -anordnung sowie Prüfungsgeschwindigkeit sind in der DIN 1048, T. 5 festgelegt. Die Spaltzugfestigkeit ermittelt sich aus folgender Beziehung

$$\beta_{sz} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot d \cdot L} \quad (2.17)$$

dabei wird ein ebener Spannungszustand und elastisches Verhalten bis zum Bruch vorausgesetzt. Diese Annahmen sind idealisiert und treffen in der Praxis nicht zu. Im Gegensatz zu zentrischen Zugprüfungen entsteht ein zweiachsialer Spannungszustand, demzufolge stimmt auch die Spaltzugfestigkeit nicht mit der zentrischen Zugfestigkeit überein.

Um aus den Ergebnissen der indirekten Prüfmethode auf die zentr. Zugfestigkeit des Betons schließen zu können, greift man in der Praxis auf Umrechnungsfaktoren zurück. Die Tab. 2.4 zeigt die Zusammenhänge zwischen den Zugfestigkeiten nach /55/. Diese Verhältnisswerte gelten für erhärteten Beton ($t > 28$ d). Entsprechende Beziehungen für jungen Beton liegen bislang nicht vor.

Tabelle 2.4: Zusammenhänge zwischen mittlerer Zugfestigkeit und mittlerer Würfeldruckfestigkeit sowie zwischen Zugfestigkeiten

A \ B	$\beta_w^{2/3}$	β_{BZ}	β_{SZ}	β_Z
$\beta_w^{2/3}$	1			
β_{BZ}	0,45	1		
β_{SZ}	0,27	0,60	1	
β_Z	0,24	0,53	0,89	1

2.4.3 Prüfung der zentrischen Betonzugfestigkeit

Die indirekten Verfahren liefern lediglich technologische Werte der Zugfestigkeit. Die "wahre" Zugfestigkeit kann man nur an zentrisch gezogenen Proben ermitteln. Die Versuchsdurchführung ist wegen des Lasteinleitungsproblems schwieriger und fehleranfälliger als Biegezug- oder Spaltzugprüfungen. Bevor hochwertige Kleber eine gleichmäßige Lasteinleitung über die Stirnseiten der Versuchskörper ermöglichten, wurden zentrische Zugprüfungen in der Regel an größeren Prüfkörpern mit zweckmäßig geformten Einspannköpfen durchgeführt (Abb. 2.13 /70/). Weiterhin wurden auch Prüfkörper mit einbetonierten Bewehrungs- oder Gewindestäben eingesetzt, die mit speziellen Ankerplatten verbunden wurden. Diese Lasteinleitungsverfahren haben den Nachteil, daß sie bei der Durchführung der Zugversuche fast immer zu ungewollten Ausmitten beim Einsetzen der Prüfkörper in die Prüfmaschine führen und dadurch die Reißspannung beeinflußt wird. In vielen Fällen ist bei den o.g. Prüfkörpern auch die frei drehbare Lagerung im Bereich der Lasteinleitung nicht gewährleistet, dadurch tritt der Bruch häufig in der Nähe der Einspannstelle auf, was ebenfalls das Ergebnis der Zugprüfung verfälschen kann.

Erst die Entwicklung hochwertiger Kunstharzkleber führte zu Verbesserungen bei den zentrischen Zugprüfungen. Bei den heutzutage gängigen Prüfverfahren werden an den Stirnflächen der zumeist zylinderförmigen Probekörper Lasteinleitungsplatten aus Stahl angeklebt, die wiederum über ein kalottenartig gelagertes Zuggestänge eine momenten- und querkraftfreie Lasteintragung

ermöglichen. Dadurch läßt sich die reine einaxiale zentrische Zugfestigkeit in der Regel ohne störende Einflüsse ermitteln.

Im Gegensatz zu den Biegezug- und Spaltzugprüfungen ist die zentrische Zugprüfung nicht genormt. Das mag daran liegen, daß sie bisher zu selten angewendet wurde und nach den Erkenntnissen verschiedener Autoren weitaus größere Streuungen aufweist. Da die Kenntnis der Zugfestigkeit in der Baupraxis immer mehr an Bedeutung gewinnt, wie die Veröffentlichungen der letzten Jahre zeigen, sollte intensiv über eine zukünftige Normung nachgedacht werden. Erste Ansätze dazu liefert das DAfStb Heft 422 /7/ mit Empfehlungen und Hinweisen zu DIN 1048.

3. VERSUCHSPROGRAMM

3.1 Modellvorstellung und Ziele

Ziel der experimentellen Untersuchungen ist es, der Praxis bessere Methoden zur Einschätzung der wirksamen Betonzugfestigkeit und zur Zwangspannungsentwicklung im Bauwerk zur Verfügung stellen zu können. Als Betrachtungsmodell für die Versuche wird eine dicke, beidseitig auskühlende Wand zugrunde gelegt, in der sich im Zuge des Abflusses der Hydratationswärme Zwang- und Eigenspannungen bilden.

Die experimentelle Umsetzung erfolgt an großformatigen Bauteilen, die einen horizontalen Ausschnitt aus einer massigen Wand ($d = 1 \text{ m}$) simulieren (Abb. 3.1). Die Erhärtung des Bauteils und die infolgedessen einsetzende Zwangbeanspruchung vollzieht sich in den Versuchen unter bauwerksgerechten Bedingungen.

3.2 Überblick über die Versuche

Zur Lösung dieser Aufgabe ist ein umfangreiches Versuchsprogramm erforderlich, das sich aus mehreren Einzeluntersuchungen zusammensetzt:

Versuche zur adiabatischen Temperaturentwicklung

In adiabatischen Temperaturmessungen wird die Abbindewärmeentwicklung des Versuchsbetons in Abhängigkeit vom Betonalter ermittelt. Die Kenntnis der Wärmequellenfunktion ist Voraussetzung für die Berechnung der zeitabhängigen Temperatur- und Hydratationsgradfelder im Bauteil im Zuge der Hydratation.

Versuche zur Ermittlung der Bauteiltemperatur

Zur Regelung der Temperatur- und Erhärtungsgeschichte des Betons für die mechanischen Laborversuche entsprechend den Bedingungen in einer massigen Wand wird die zeit- und ortsabhängige Temperaturentwicklung in den Bauteilversuchen gemessen. Außerdem lassen sich die Annahmen zur Temperaturleitung

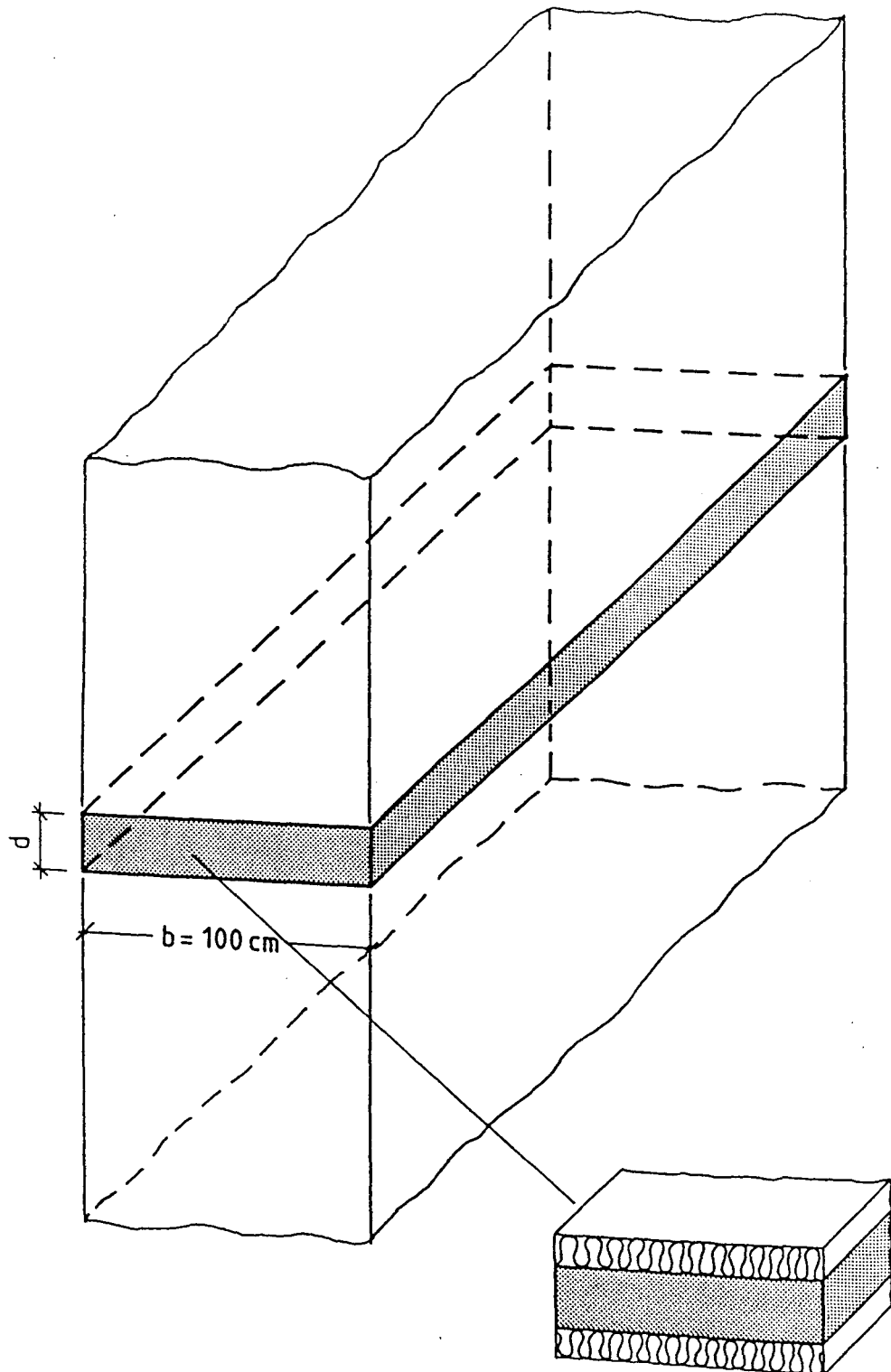


Abb. 3.1: Modell der Zwangdehnversuche

und zu den thermischen Randbedingungen, die für eine finite Temperaturberechnung getroffen werden müssen, anhand der Messungen kalibrieren.

Vorversuche zur Bestimmung des Zusammenhangs zwischen der zentrischen Zugfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit bei jungem Beton (VV)

Die Untersuchung der verschiedenen bauteilbedingten Einflüsse auf die Betonzugfestigkeit soll anhand von Spaltzugproben erfolgen. Um von den Ergebnissen der Spaltzugprüfungen auf die zentrische Zugfestigkeit im Bauwerk schließen zu können, muß zuvor ein experimentell gesicherter Zusammenhang zwischen der zentrischen Zugfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit bei jungem Beton ermittelt werden.

Zwangdehnversuche (ZDV)

Den Schwerpunkt des Versuchsprogramms bilden die Bauteilversuche an zwanggedehnten Wandausschnitten. Anhand von Probekörpern, die den Versuchskörpern zu verschiedenen Zeitpunkten entnommen werden, soll der Einfluß einer im frühen Betonalter einsetzenden Zwangbeanspruchung auf die sich entwickelnde Betonzugfestigkeit untersucht werden. Der Unterschied in der Verdichtung wird anhand von Begleitkörpern untersucht, die unter gleichen Temperaturbedingungen lagern wie die Bauteilversuchskörper. In Abb. 3.2 ist der Versuchsaufbau schematisch dargestellt.

Kerbzugversuche (KZ)

Das Nachbruchverhalten des jungen Betons wird an gekerbten Zugproben untersucht. Die Ergebnisse dienen zur stetigen Formulierung der Spannungs-Dehnungslinie für die nachfolgenden numerischen Untersuchungen.

Zugrelaxationsversuche (ZR)

Das viskoelastische Verhalten des Betons wird in dehnngeregelten Zugrelaxationsversuchen ermittelt. Diese Versuche finden unter bauwerksgerechten Temperaturbedingungen statt und sind für eine wirklichkeitsnahe Zwangspannungsberechnung erforderlich.

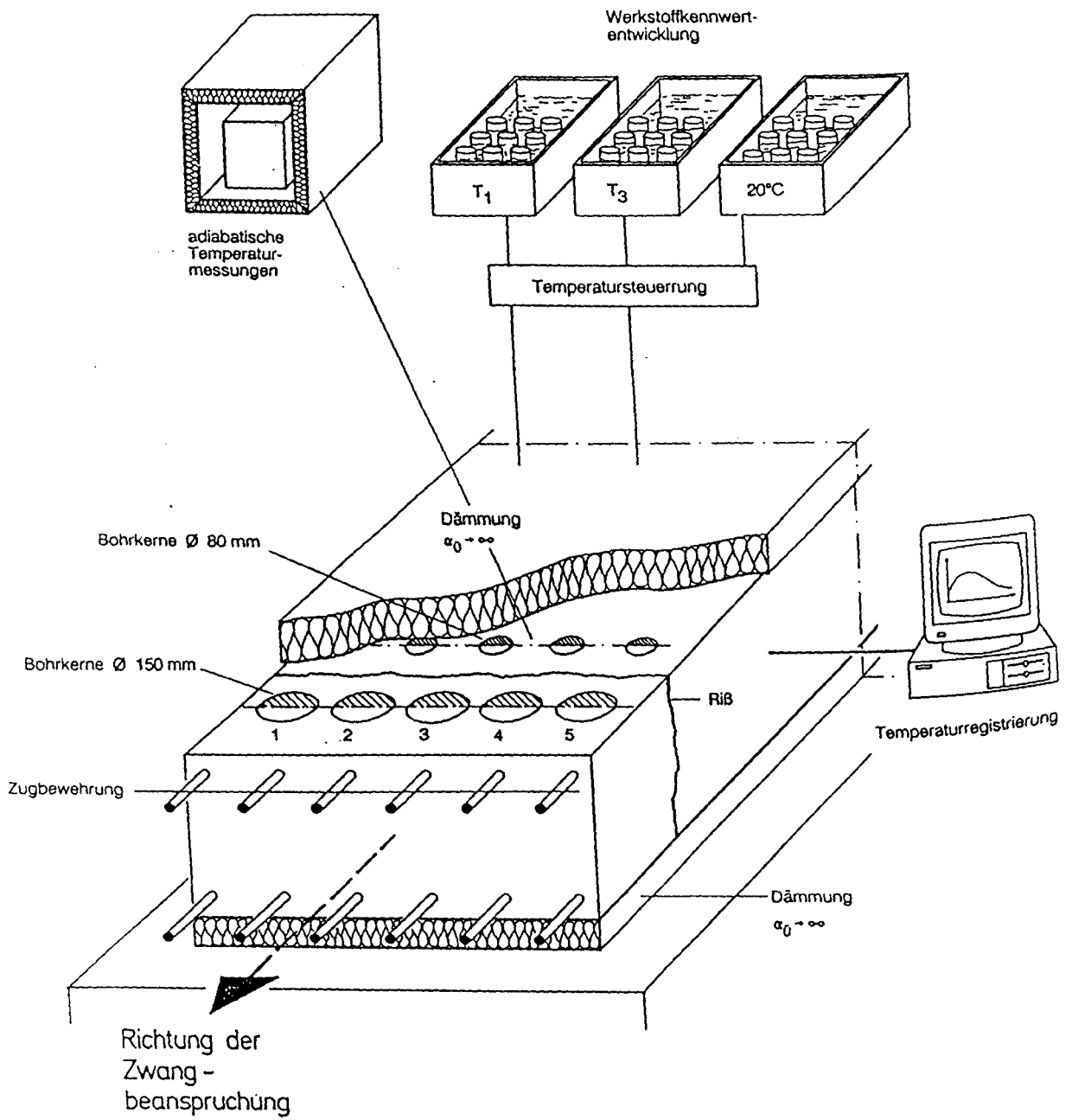


Abb. 3.2: Schematische Darstellung der Zwangdehnversuche

Die Technik der einzelnen Versuche und die Versuchsparameter werden in den folgenden Abschnitten beschrieben.

3.3 Versuchsbeton

Für jeden Bauteilversuch war inklusive der Betonage sämtlicher Nebenkörper eine Betonmenge von ca. 4 m³ erforderlich. Um den Beton unter baustellenüblichen Bedingungen ohne größere Verzögerungen einbauen zu können, wurde auf Transportbeton zurückgegriffen. Dadurch war zusätzlich gewährleistet, daß der Versuchsbeton einer praxisgerechten Zusammensetzung entsprach. Voruntersuchungen ergaben, daß die Vielzahl dicker Bauteile, wie Brückenwiderlager, Kläranlagenwände oder dicke Sohlplatten in der Regel in Beton der Festigkeitsklasse B 35 hergestellt werden. Der für die Versuche ausgewählte Beton stammt von einem ortsansässigen Transportbetonhersteller.

In Tab. 3.1 sind die Zusammensetzungen der untersuchten Betonrezepturen 61433 und 62433 des Transportbetonwerkes TSN dargestellt. Die Betone unterscheiden sich im wesentlichen in der Korngröße. Da die Betonrezeptur 61433 sich wegen des Größtkorns von 32 mm für kleine Probenabmessungen (\varnothing 80 mm) in Vorversuchen als ungeeignet erwies (vergl. Abschn. 4.3), wurde für die Bauteilversuche die Rezeptur Nr. 62433 mit einem Größtkorn von 16 mm verwendet. Dieser Beton ist werksmäßig mit einer Konsistenz KR eingestellt und weist einen Zementgehalt von 390 kg/m³ auf. Als Zement wurde ein HOZ 35L NWHS NA der Nordzement AG Hannover verwendet.

Die für die Eignungsprüfungen und für die Laborversuche (Kerbzug- und Relaxationsversuche) erforderlichen kleineren Betonmengen wurden in der Mischanlage des Instituts hergestellt. Die dafür notwendigen Zuschlagstoffe stammen aus den Siloanlagen des Transportbetonwerkes, Zement und Zusatzmittel (BV) wurden durch die jeweiligen Hersteller geliefert.

Die Tabellen 3.2 und 3.3 geben eine Übersicht über die Ergebnisse der Frischbetonuntersuchen der Labor- und Bauteilversuche.

Tabelle 3.1: Zusammensetzung der untersuchten Betonrezepturen

Rezeptur Nr.:	61433	62433
Festigkeitsklasse:	B 35	B 35
Bes. Eigenschaften:	WU - Beton	WU - Beton
Zement:	HOZ 35L NWHS (Nordzement Hannover)	HOZ 35L NWHS (Nordzement Hannover)
Zementgehalt:	370 kg/m ³	390 kg/m ³
Wasserzementwert:	0,47	0,47
Körnung:	A/B 0 - 32 mm	A/B 0 - 16 mm
Zusatzmittel:	0,5 % BV 25 (Woermann)	0,5 % BV 25 (Woermann)
Konsistenz:	KR	KR

Die Betonrezeptur 61433 wurde nur in Eignungsprüfungen und in dem Vorversuch (VV01) verwendet.

Tabelle 3.2: Ergebnisse der Frischbetonuntersuchungen der Laborversuche

Versuch	w/z-Wert [-]	Rohdichte [kg/dm ³]	Ausbreitmaß [cm]	LP-Gehalt [%]	Frischbetontemp. [°C]
EP	-	2,40	45	1,20	18,0
ZK01	-	2,38	51	1,30	20,0
ZK02	-	2,39	43	1,25	21,0
ZR01	-	2,40	45	1,10	12,0
ZR02	-	2,39	47	1,25	13,0

* nicht ermittelt, Zuschläge getrocknet

Tabelle 3.3: Ergebnisse der Frischbetonuntersuchungen der Bauteilversuche

Versuch	w/z-Wert [-]	Rohdichte [kg/dm ³]	Ausbreitmaß [cm]	LP-Gehalt [%]	Frischbetontemp. [°C]
ZDV 1	0,53	2,39	47	1,25	12,6
ZDV 2	0,45	2,41	43	1,35	8,8
ZDV 3	0,48	2,40	44	1,05	10,5
ZDV 4	0,47	2,41	43	1,30	10,5
VV02	-	2,38	45	1,20	12,0

3.4 Technik der adiabatischen Temperaturversuche

Die Messung der zeit- und temperaturabhängigen Wärmefreisetzung des Betons während der Hydratationsphase kann sowohl mit Hilfe der isothermen als auch der adiabatischen Kalorimetrie erfolgen. Bei der isothermen Kalorimetrie wird die Frischbetontemperatur während der Versuchsdauer konstant gehalten, beim adiabatischen Versuch wird jeglicher Wärmeabfluß durch Nachfahren der Betontemperatur verhindert. Aus meß- und regeltechnischen Gründen wird das letztgenannte Verfahren bevorzugt. Einen Vergleich der Verfahren sowie einen Überblick über weitere Möglichkeiten zur Messung der Hydratationswärme gibt /6/.

Die Ermittlung der adiabatischen Temperaturerhöhung des Versuchsbetons erfolgte in einem adiabatischen Kalorimeter, das in Anlehnung an /72/ erstellt wurde und eine Weiterentwicklung der Meßeinrichtung in /62/ darstellt.

Die Frischbetonprobe (Würfel 15/15/15 cm) wird sofort nach der Herstellung in das isolierte Gehäuse des Kalorimeters plaziert. Mit Hilfe eines Temperaturfühlers Pt 100, das in einem Schutzrohr mit Parafinfüllung eingebettet ist, wird die Temperaturentwicklung der Probe gemessen und auf einem Linienschreiber registriert. Zur Vermeidung von Temperaturdifferenzen zwischen der Probe und der Umgebung wird die Lufttemperatur des Behälters mittels flüssigkeitsgefüllter Heiz- und Kühlrohrschlangen der jeweiligen Betontemperatur angepaßt. Die Regelung erfolgt über ein weiteres Pt 100- Element, mit dem die Behältertemperatur gemessen wird.

Durch eine Abdichtung der Betonprobe wird einer Verdunstung von Betonwasser und damit einer möglichen Energieabgabe vorgebeugt. Zur Kontrolle von Gewichtsverlusten wird die Probe sowohl vor als auch nach dem Einbau gewogen. Die Versuchsdauer beträgt für die verwendete Betonrezeptur max. 10 Tage, danach ist eine Temperaturerhöhung nicht mehr meßbar.

3.5 Vorversuche zur Bestimmung des Zusammenhangs zwischen der zentrischen Zugfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit

Da bislang kein Zusammenhang zwischen der Größe der Spaltzugfestigkeit und der zentrischen Zugfestigkeit bei jungem Beton existiert, waren Vorversuche erforderlich, die es ermöglichen sollten, aus den Ergebnissen von Spaltzugprüfungen auf die zentrische Zugfestigkeit des Betons im Bauteil zu schließen. Dazu wurden zwei identische Versuchskörper mit den gleichen Querschnittsabmessungen wie bei den späteren Bauteilversuchen hergestellt (Abb. 3.3), aus denen zu vier verschiedenen Prüfzeitpunkten sowohl Spaltzug- als auch zentrische Zugproben entnommen wurden. Der Herstellung und Lieferung des Betons erfolgte durch das Transportbetonunternehmen. Beide Versuchskörper waren an der Ober- und Unterseite sowie an den Stirnseiten mit einer Wärmedämmung versehen, die Seitenschalung bestand aus einer 20 mm dicken Mehrschichtenplatte. Analog zu den späteren Zwangdehnversuchen wurden die Versuchskörper nach etwa 24 Stunden ausgeschalt.

Zur Ermittlung des sich einstellenden Temperaturprofils und des Hydratationsgradverlaufs wurden in einem der beiden Versuchskörper Thermoelemente eingebetoniert und über einen Zeitraum von 14 Tagen die Bauteiltemperatur gemessen (Abb. 3.4). Mit den Versuchskörpern wurden gleichzeitig 15 Würfelproben zur Druckfestigkeitsbestimmung und eine Würfelprobe zur Messung der adiabatischen Temperaturerhöhung hergestellt. Prüfzeitpunkte und Prüfkörperanzahl sind Tabelle 3.4 zu entnehmen.

Zum jeweiligen Prüfzeitpunkt wurden aus dem Versuchskörper mit Hilfe einer Diamantsäge ca. 20 cm dicke Scheiben herausgeschnitten, aus der wiederum 21 Bohrproben (\varnothing 80 mm / L = 200 mm) zur Ermittlung der zentr. Zugfestigkeit entnommen wurden. Die Prüfkörper für die Spaltzugfestigkeit wurden aus 7 Bohrproben (\varnothing 80 mm / L = 400 mm) gewonnen, die in jeweils 3 Einzelproben (L = 130 mm) geschnitten wurden. Durch diese Art der Probekörperentnahme wurde sichergestellt, daß Lage und Prüfrichtung der zentr. Zugproben und der Spaltzugproben übereinstimmen.

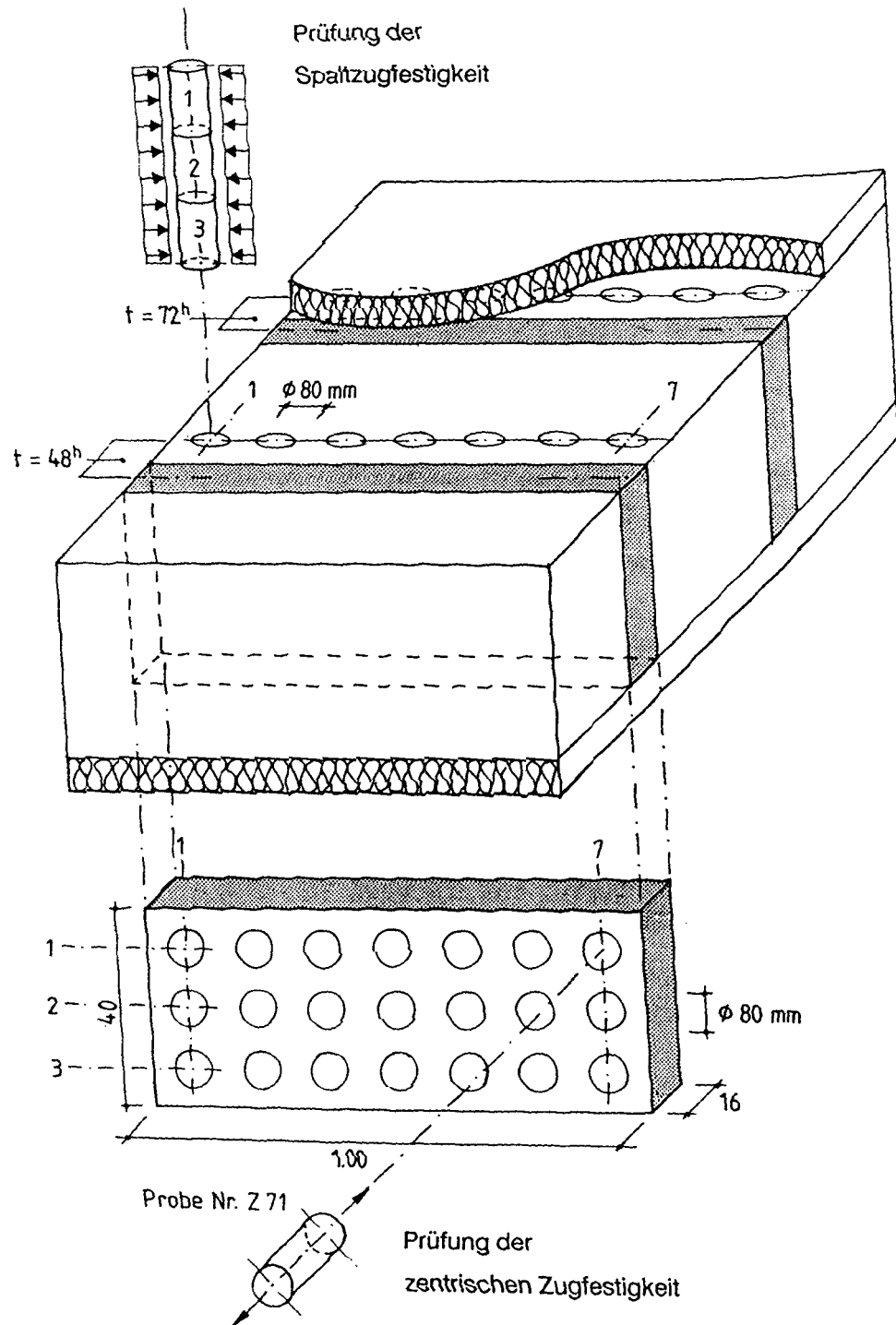


Abb. 3.3: Versuchskörper und Probenentnahme, Versuche VV01 und VV02

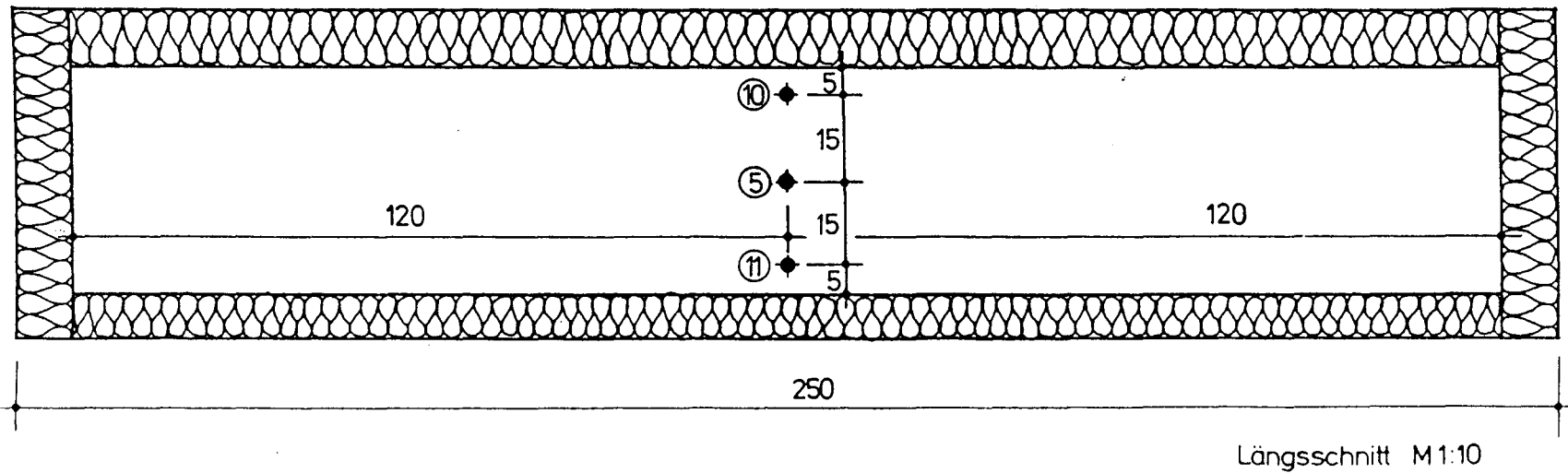
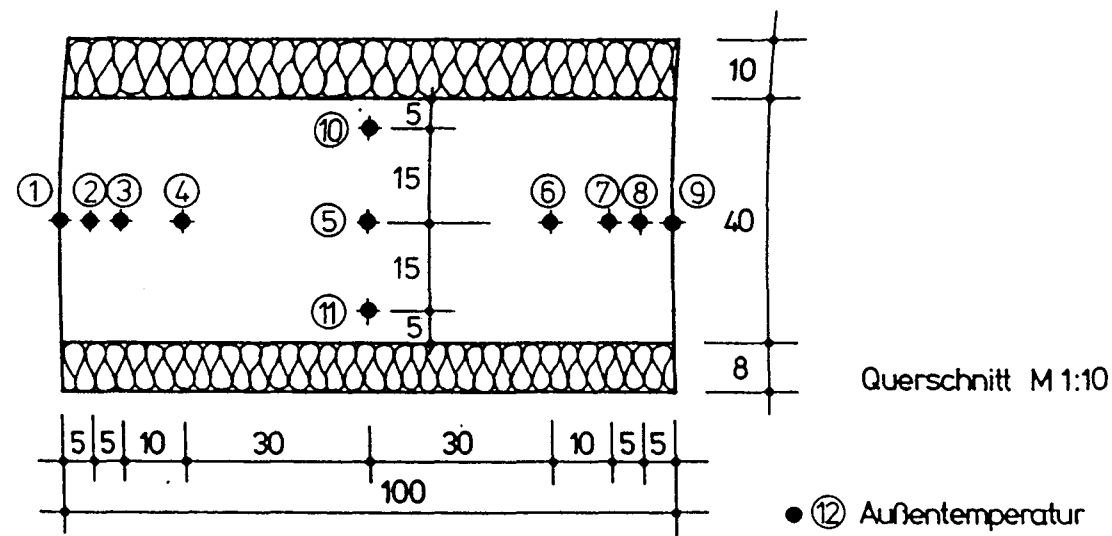


Abb. 3.4: Temperaturmeßstellen der Versuchskörper VV01 und VV02

Tabelle 3.4: Prüfzeitpunkte und Prüfkörperanzahl der Vorversuche

Versuch	Beton	Prüfzeitpunkte [d]				Anzahl der Prüfkörper je Prüftermin
VV01	61433	2	3	7	28	zentr. Zug 21 Zylinder Spaltzug 21 Zylinder Würfeldruck 3 Würfel Würfeldruck 6 Würfel 28 d
VV02	62433	2	3	7	28	zentr. Zug 21 Zylinder Spaltzug 21 Zylinder Würfeldruck 3 Würfel Würfeldruck 6 Würfel 28 d

Die Durchführung der zentrischen Zug- und der Spaltzugprüfungen erfolgte unter den gleichen Bedingungen und mit den gleichen Mitteln wie bei den nachfolgenden Bauteilversuchen (vergl. Abschn. 3.6.6).

3.6 Bauteilversuche

3.6.1 Vorbemerkungen

Nach dem Versuchsplan des Forschungsantrages waren zur Ermittlung der Bauwerkszugfestigkeit ursprünglich 2 Bauteilversuche geplant, in denen die zeitliche Entwicklung des Zwangaufbaus als wesentlicher Parameter variiert werden sollte. Die Ergebnisse der Vorversuche machten jedoch frühzeitig deutlich, daß für eine gesicherte Erfassung der verschiedenen Einflüsse die vorgesehenen Versuche nicht ausreichen würden. Daher wurde die Anzahl der Zwangdehnversuche von 2 auf 4 verdoppelt. Der Zeitraum für die Versuchsdurchführung erhöhte sich dadurch um ca. 4 Monate.

Abweichend vom vorgesehenen Versuchsprogramm wurden bei den Bauteilversuchen zur Bestimmung der Bauwerkszugfestigkeit überwiegend zentrische Zugprüfungen durchgeführt.

3.6.2 Versuchsparameter und Randbedingungen

Die Tabelle 3.5 gibt eine Übersicht über die Anzahl der Zwangdehnversuche (ZDV) und den zugehörigen Prüfzeitpunkten (Betonalter bei Trennrißbildung). Um den Einfluß einer sich aufbauenden Zwangdehnung bzw. -spannung auf die Entwicklung der Bauwerkszugfestigkeit zu untersuchen, wurde die Zwangentwicklung als wesentlicher Versuchsparameter variiert.

Im Versuch ZDV1 erfolgte der Zwangaufbau sehr schnell. Bereits 24 Stunden nach Belastungsbeginn wurde der erste Trennriß erzeugt. Diese hohe Dehngeschwindigkeit (ca. 0,003 ‰/h), die in der Praxis beim Abfließen der Hydratationswärme in der Regel nicht zu beobachten ist, wurde gewählt, um einerseits eine gesicherte altersabhängige Beziehung für die Zugfestigkeit im Bauwerk zu erlangen und andererseits den schädigenden Einfluß einer schnellen Zwangspannungsentwicklung in sehr frühem Betonalter zu untersuchen. Die Versuche ZDV2 und ZDV3 simulieren einen raschen Zwangaufbau (Dehngeschwindigkeit ca. 0,0012 ‰/h), der erste Trennriß tritt etwa 3 Tage nach dem Entfernen der Seitenschalung auf. Beim Versuch ZDV4 hingegen erfolgt ein langsamer Aufbau des Zwangs (Dehngeschwindigkeit ca. 0,0008 ‰/h).

Tabelle 3.5: Versuchsbezeichnungen und Prüfzeitpunkte der Zwangdehnversuche

Versuchsbezeichnung	Prüfzeitpunkte [d]					Zwangaufbau
	1.	2.	3.	4.	Zwangriß	
ZDV 1	2	3	7	21	(28)	sehr schnell
ZDV 2	4	6	11	25	(28)	schnell
ZDV 3	4	6	11	27	-	schnell
ZDV 4	6	11	18	27	-	langsam

In allen Versuchen wurde die Zwangbeanspruchung bis zum 4. Prüfzeitpunkt langsam gesteigert. Danach wurden die Prüfkörper entlastet und ausgebaut. Die Klammerausdrücke bei den Zwangdehnversuchen ZDV1 und ZDV2 in der Tabelle 3.5 stellen keine Rißzeitpunkte dar, sondern bezeichnen die Termine für die Probenentnahme zur Bestimmung der 28 Tage Werte. In den Versuchen ZDV3 und ZDV4 wurden für die 28 Tage Werte näherungsweise die Ergebnisse des 4. Prüf-termins (27 d) zugrunde gelegt.

3.6.3 Versuchskörper und Versuchseinrichtung

3.6.3.1 Versuchskörper und Bewehrung

Für jeden Bauteilversuch wurden neben den gesondert hergestellten Probekörpern (Abschn. 3.6.5) zwei Versuchskörper betoniert:

- 1 Dehnkörper DK
- 1 Nebenkörper NK

Beide Versuchskörper wiesen die gleichen Querschnittsabmessungen ($b = 100\text{ cm}$, $d = 40\text{ cm}$) auf, die Länge war jedoch unterschiedlich. Der Dehnkörper (DK) mit einer Gesamtlänge von $5,75\text{ m}$ wurde direkt in die Versuchseinrichtung (Abb. 3.5) betoniert. Für den unbelasteten Nebenkörper war eine Länge von $3,50\text{ m}$ für die Probekörperentnahme ausreichend. Zur Simulation eines eindimensiona-

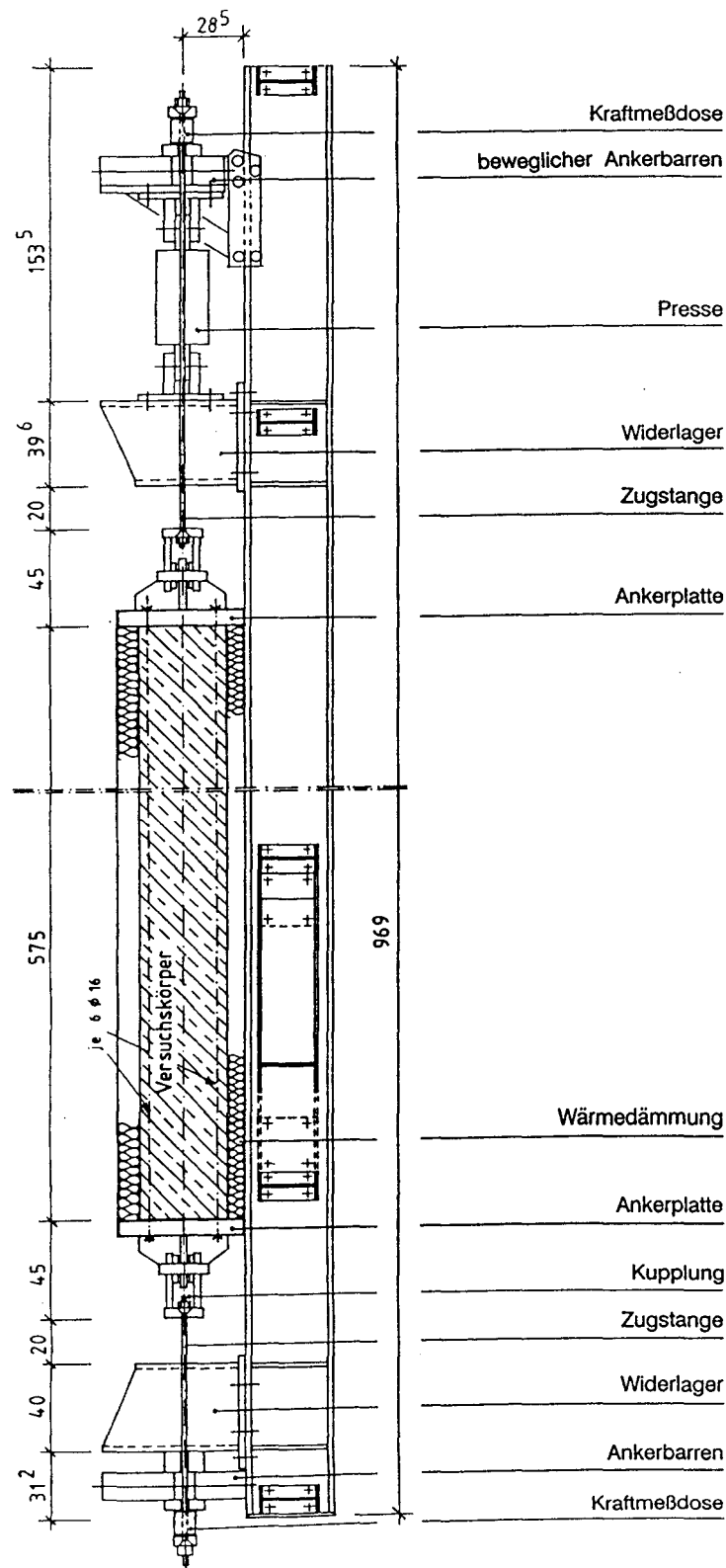


Abb. 3.5: Spannbett mit Versuchskörper und Belastungseinrichtung

ten Temperaturfeldes, entsprechend dem Temperaturprofil einer massigen Wand, wurden beide Versuchskörper an der Ober- und Unterseite durch eine Isolierung gedämmt. Um eine reibungsfreie Lagerung der Versuchskörper zu gewährleisten, wurde zwischen der unteren Wärmedämmung und dem Beton eine doppellagige PE-Folie eingebaut. Die Oberseite wurde zur Unterbindung von Schwinderscheinungen vor dem Auflegen der oberen Dämmschicht durch eine wasserdichte Folie abgedeckt.

Durch die Verwendung einer Stahlschalung an den Schmalseiten entstand in den Versuchskörpern eine über den Querschnitt veränderliche Temperaturverteilung, die frühzeitig zur Bildung von Eigenspannungen führte, ohne jedoch den Querschnitt einreißen zu lassen. Die Vorversuche hatten gezeigt, daß die verwendete Holzschalung wegen ihrer wärmedämmenden Wirkung beim Ausschalen der Versuchskörper zu einer schlagartigen Abkühlung an den Schmalseiten führte und dadurch die Gefahr einer Eigenspannungsrißbildung stark ansteigen ließ. Die Verwendung einer Stahlschalung führt unter üblichen Temperaturbedingungen lediglich zu einer Verweichung der Randzone von rd. 10 % der Querschnittsbreite /25/.

Zur Lasteinleitung wurden an der Ober- und Unterseite der Dehnkörper jeweils eine Lage Bewehrung mit 6 \varnothing 16 mm (BSt 500 S) eingebaut, die an den Lasteinleitungsplatten mit Hilfe von Schraubverbindungen verankert wurde (Abb. 3.6). Die Höhe der Längsbewehrung errechnete sich aus der Bedingung, daß bei Annahme einer max. Rißspannung von $3,0 \text{ N/mm}^2$ ein Fließen der Stahleinlagen verhindert werden sollte. In den Vorversuchen war nach 28 Tagen eine mittlere zentr. Zugfestigkeit von $2,85 \text{ N/mm}^2$ ermittelt worden. Aus versuchstechnischen Gründen konnte die Mindestbewehrung nicht wie bei Wandbauteilen üblich als oberflächennahe Bewehrung eingebaut werden, sondern mußte zur Lasteinleitung über die gesamte Querschnittsbreite verteilt werden. Zwischen den Bewehrungsstäben war zur Probenentnahme ein lichter Abstand von ca. 160 mm erforderlich (Bohrkerndurchmesser 150 mm). In den Drittelpunkten der Dehnkörper wurden zur Lagesicherung und zur Stabilisierung der Längsbewehrung jeweils 4-schnittige Bügel mit einem Durchmesser von 8 mm eingebaut. Vor dem Betonieren wurde jeder Längsbewehrungsstab zum Ausgleich des Schlupfes und zur gleichmäßigen Lastverteilung mit ca. 2,5 kN manuell vorgespannt.

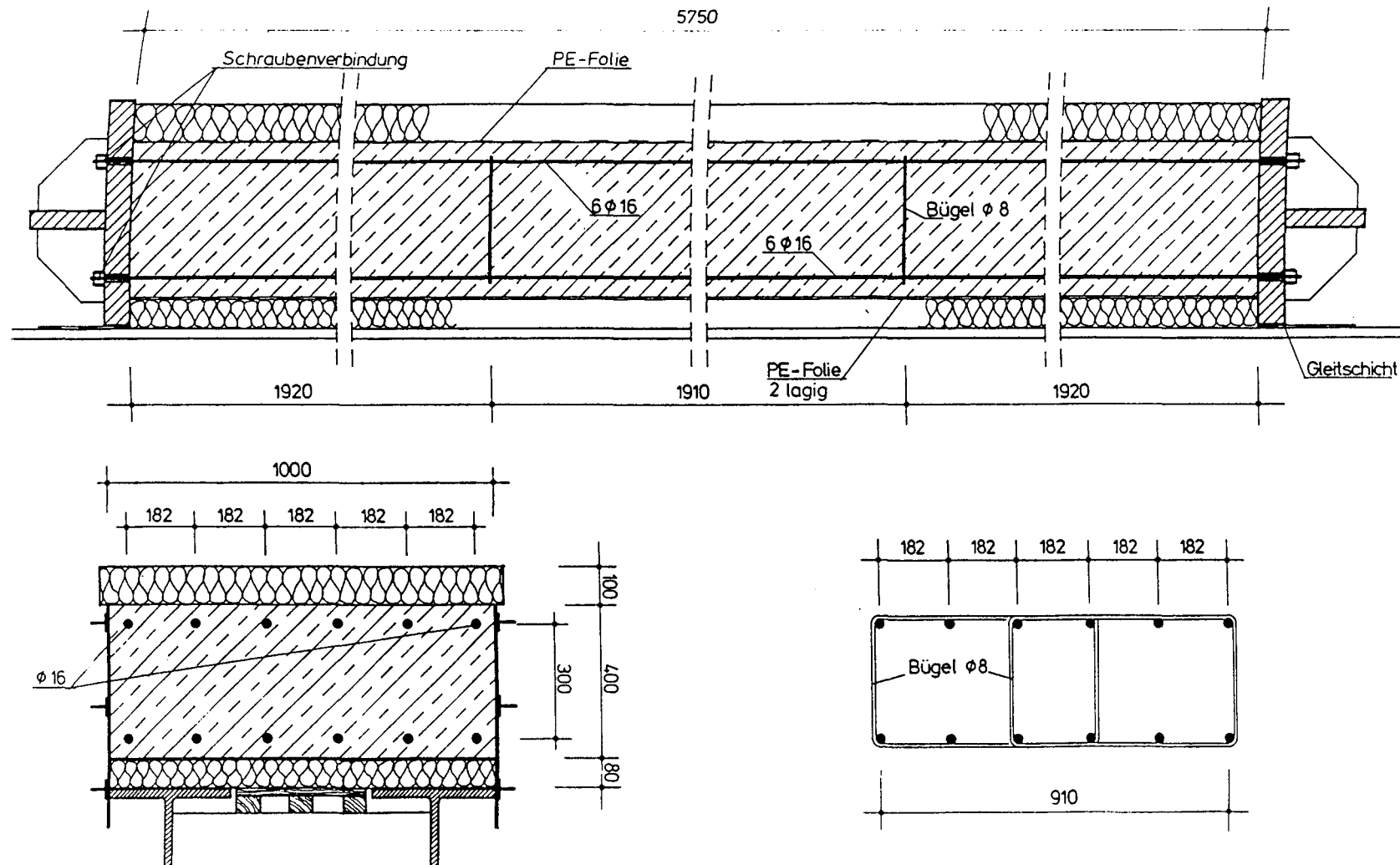


Abb. 3.6: Lasteinleitungsbewehrung der Dehnkörper, Zwangdehnversuche

Der Einbau des Betons erfolgte mittels einer 0,3 m³ großen Betonbombe. Für die Verdichtung wurden Innenrüttler mit einem Flaschendurchmesser von 5 cm verwendet.

3.6.3.2 Versuchs-, Meß- und Regeleinrichtung

Die Belastungseinrichtung für den Aufbau der Zwangbeanspruchung ist in Abb. 3.5 dargestellt. Die Lastaufbringung erfolgte über zwei servohydraulische Pressen (max. $F = 1000 \text{ kN}$, max $\Delta l = 100 \text{ mm}$) und Zugstangen aus Spannstahl, die an den Ankerplatten gelenkig angeschlossen wurden. Die Pressen wurden jeweils über Regelverstärker, Rampengenerator und Hydraulikaggregat gesteuert. Das Steuersignal wurde über zwei an den Schmalseiten befestigte induktive Wegaufnehmer ($\Delta l = 10 \text{ mm}$) mit einer Meßbasis von 525 cm gegeben. Die Belastungsmessung erfolgte über 4 Kraftmeßdosen (max. $F = 500 \text{ kN}$), die zwischen den Ankerbarren und den Zugstangen eingebaut wurden.

Für die Dehnungsmessung wurden in dem Dehnkörper in Abständen von 2,50 m jeweils drei über den Querschnitt verteilte gekapselte Dehnmeßstreifen eingebetoniert und über eine angeschlossene Vielstellenmeßanlage in regelmäßigen Abständen registriert. Mit Hilfe von drei weiteren Dehnmeßstreifen im unbelasteten Nebenkörper wurden parallel die lastunabhängigen Verformungen gemessen.

3.6.4 Temperaturmessung und Temperatursteuerung

Die Bauteiltemperaturmessung der Dehn- und Nebenkörper erfolgte mit Eisenkonstantan-Thermoelemente unter Einsatz eines MS-DOS Rechners und einer Meßwerterfassungskarte. Die Anzahl und Lage der Meßstellen ist dem Instrumentierungsplan Abb. 3.7a und 3.7b zu entnehmen. Die Meßstellen 13 bis 16 dienten zur Kontrolle von Temperaturverlusten. Die fehlenden Meßstellen 1 bis 3 wurden für die Temperatursteuerung der Begleittkörper verwendet. Die Aufzeichnung der Temperaturen erfolgte in der Regel im Stundenrhythmus über einen Zeitraum bis zu 28 Tagen.

Für die simultane Temperatursteuerung der drei Wasserbäder zur Lagerung der Begleittkörper war die Entwicklung einer speziellen Meß- und Regelungseinrichtung erforderlich. Parallel zur Temperaturaufnahme wurden die Temperaturen

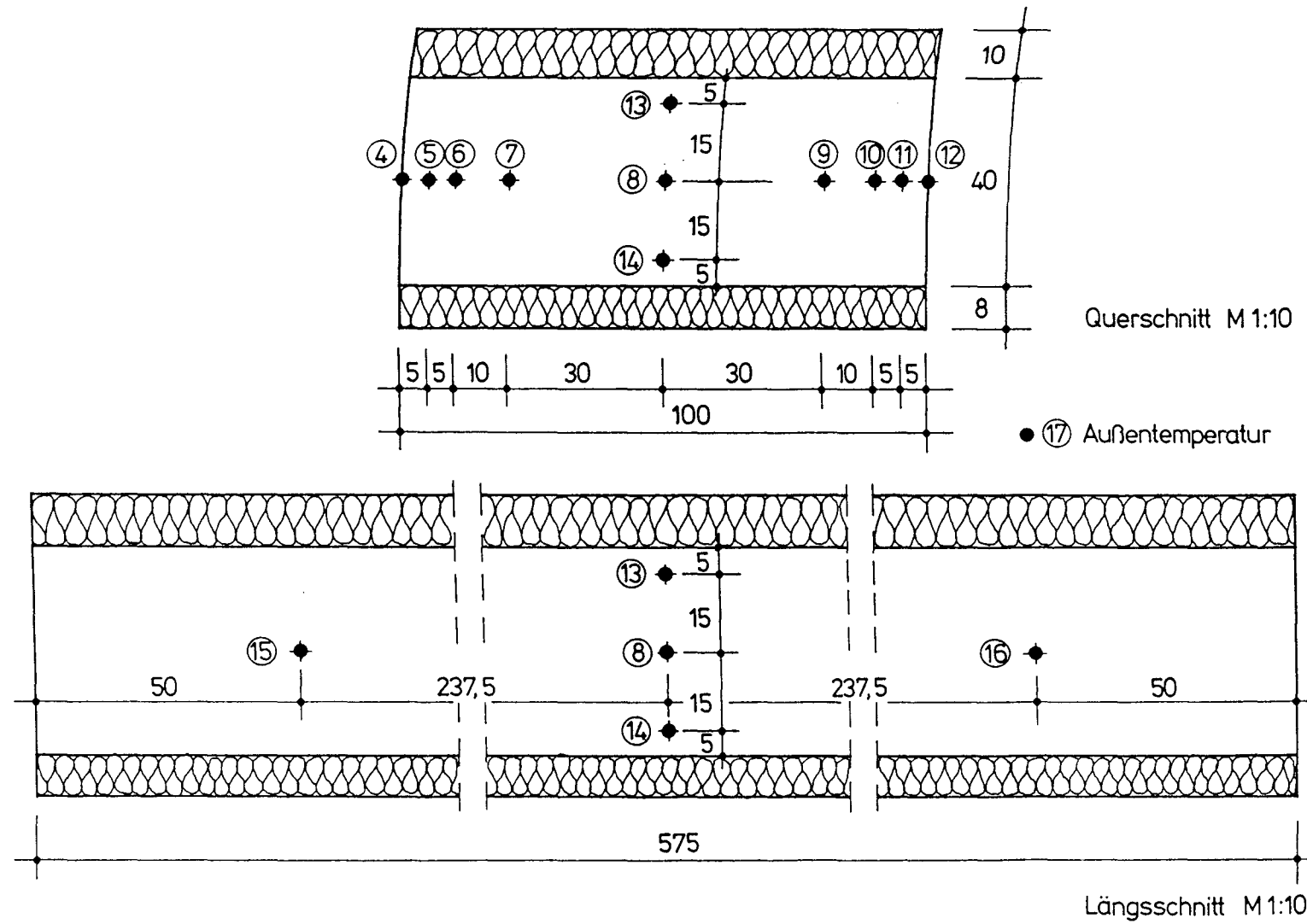


Abb. 3.7a: Temperaturmeßstellen der Dehnkörper (DK), Zwangdehnversuche

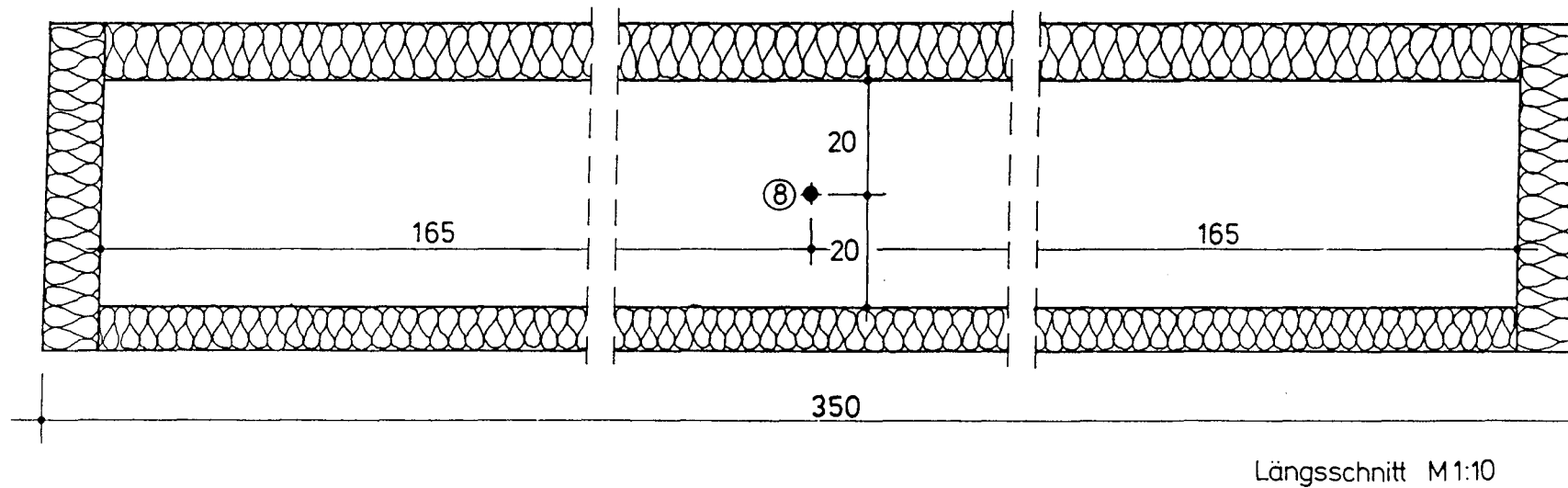
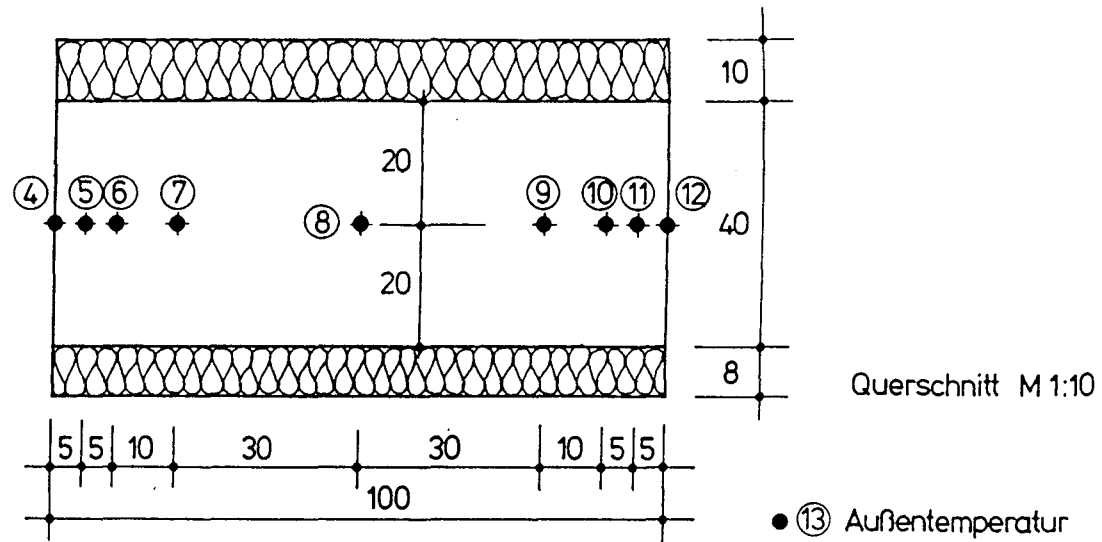


Abb. 3.7b: Temperaturmeßstellen der Nebenkörper (NK), Zwangdehnversuche

der Wasserbäder mit Hilfe des Rechners der aktuellen Bauteiltemperatur angepaßt. Die Wassertemperatur des ersten Bades entsprach dabei der Betontemperatur der Meßstelle 6 im Randbereich, die des zweiten Bades der Temperatur der Meßstelle 8 in Bauteilmitte der Nebenkörper NK. Zusätzlich wurde ein drittes Wasserbad mit einer konstanten Temperatur von 20 °C temperiert.

3.6.5 Versuchsdurchführung

Die Durchführung der Bauteilversuche verlief nach einem festen Zeitplan. Die Betonage der Versuchskörper fand generell in den Vormittagsstunden statt. Der Zeitraum für das Betonieren betrug in der Regel 2 Stunden, wobei Dehnkörper und Nebenkörper aus betrieblichen Gründen zeitlich versetzt betoniert wurden. Etwa 24 Stunden später wurde die Seitenschalung entfernt und die Wegaufnehmer an den Außenseiten instrumentiert.

Noch vor Erreichen des Temperaturmaximums, je nach Bauteilversuch ab einem Betonalter von 30 bis 36 Stunden wurden die Versuchskörper belastet. Eine Ausnahme bildete der Versuch ZDV1. Da beim ersten Versuch bereits nach 48 Stunden der Trennriß eintreten sollte, wurde bereits kurz nach dem Ausschalen (ca. 24 h) mit dem Belastungsvorgang begonnen. Die Lastaufbringung erfolgte dehn geregelt mit Hilfe des Rampengenerators. Da der Zeitpunkt der Rißbildung wegen der durchzuführenden Probenentnahme von vornherein feststand, mußte die Dehnungsrate so gewählt werden, daß der Trennriß etwa in den Morgenstunden des Versuchstages auftrat. Die zeitabhängige Bruchdehnung des Betons und die Bauteiltemperaturentwicklung war aus Vorversuchen bekannt, so daß die Verformungsgeschwindigkeit näherungsweise abgeschätzt werden konnte. War bis zum vorgesehenen Prüfzeitpunkt keine Rißbildung eingetreten, wurde die Dehnungsgeschwindigkeit soweit erhöht, daß sich innerhalb weniger Stunden ein Trennriß bildete.

Die Rißbildung wurde durch eine schlagartige Dehnungszunahme und einen Belastungsabfall an den Kraftmeßdosen registriert. Danach wurde die Dehnung konstant gehalten und der Riß lokalisiert. Nachdem der Riß angezeichnet und die Rißbreiten gemessen worden waren, wurde die Belastung auf ein geringeres Lastniveau heruntergefahren, um eine unkontrollierte zusätzliche Rißbildung während der Probenentnahme zu vermeiden. Nach Beendigung der Bohrarbeiten wurde die Kraft wieder erhöht, bis die ursprüngliche Belastungsstufe nach

Bildung des Trennrisses wieder erreicht war. Die Dauer der Probenentnahme betrug beim Versuch ZDV1 etwa 2 Stunden, durch Verbesserungen am Bohrgerät und durch den zunehmenden Einarbeitungseffekt ließ sich dieser Zeitraum bei den späteren Versuchen auf 1 Stunde reduzieren.

In Abb. 3.8 ist der gesamte Versuchsablauf in schematisierter Form dargestellt.

3.6.6 Probenentnahme und Durchführung der Einzelprüfungen

3.6.6.1 Bohrkernentnahme

Zu jedem Prüftermin wurden zu beiden Seiten des Trennrisses in vertikaler Richtung jeweils 5 Bohrkern entnommen (Abb. 3.9). Dazu mußte die Wärmedämmung in unmittelbarer Umgebung des Risses entfernt werden. Die Bohrkern erhielten zur Festlegung der Prüfrichtung eine Markierung mit der Richtung der Zwangbeanspruchung. Die Kerne wurden so entnommen, daß die Bewehrung der Versuchskörper nicht beschädigt wurde. Aus den Bohrkernen \varnothing 150 mm wurden danach in Richtung der Zwangbeanspruchung jeweils drei Zylinderproben zur Prüfung der zentrischen Zugfestigkeit gebohrt (Abb. 3.10). Die Bohrkern mit dem Durchmesser von 80 mm wurden zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit in drei gleich große Zylinder ($L \approx 130$ mm) gesägt (Abb. 3.11). Die Prüfkörperbezeichnungen wurden so gewählt, daß sich die Lage im Versuchskörper sowie die Prüfmart jederzeit eindeutig zuordnen ließen.

Die Vorgehensweise beim unbelasteten Nebenkörper war entsprechend, jedoch mit dem Unterschied, daß die Bohrstellen nicht durch einen Trennriß vorgegeben waren. Gegenüber dem Buchstaben D in der Bezeichnung der Prüfkörper des Dehnkörpers wurde beim Nebenkörper ein N verwendet.

Zusätzlich wurden aus dem Nebenkörper bei den Versuchen ZDV2 bis ZDV4 zur Ermittlung der Druckfestigkeit im Bauwerk vier weitere Bohrkern \varnothing 80 mm entnommen, aus denen jeweils zwei Zylinder ($L = 160$ mm) gesägt wurden. Zwei der Bohrungen lagen in der Versuchskörpermitte (Achse 3), die anderen beiden jeweils am Rand (Achse 1 und 5).

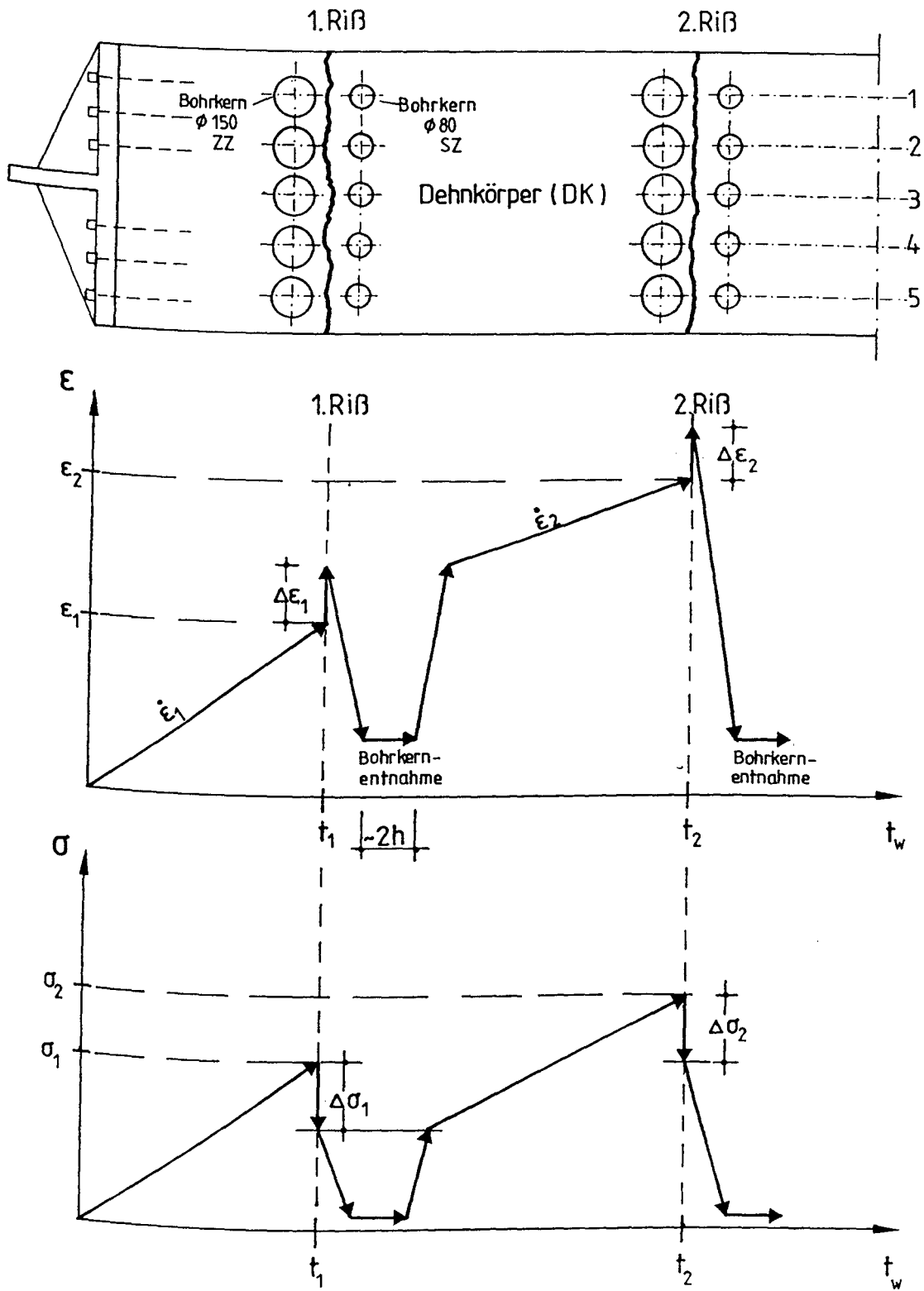


Abb. 3.8: Schematische Darstellung des Versuchsablaufs der Zwangdehnversuche

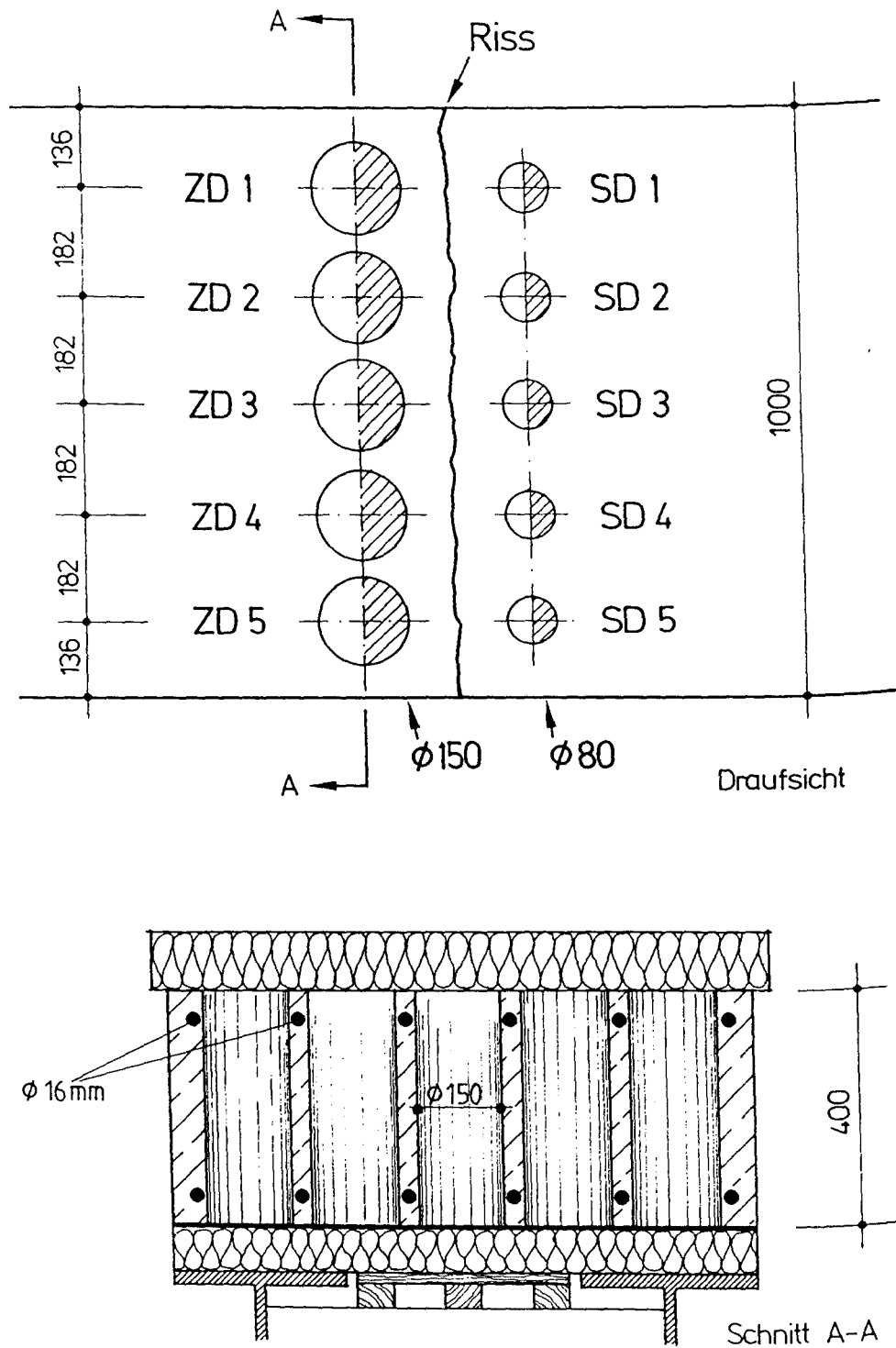


Abb. 3.9: Bohrkernentnahme zur Ermittlung der Bauwerkszugfestigkeit, Zwangdehnversuche ZDV1 und ZDV2

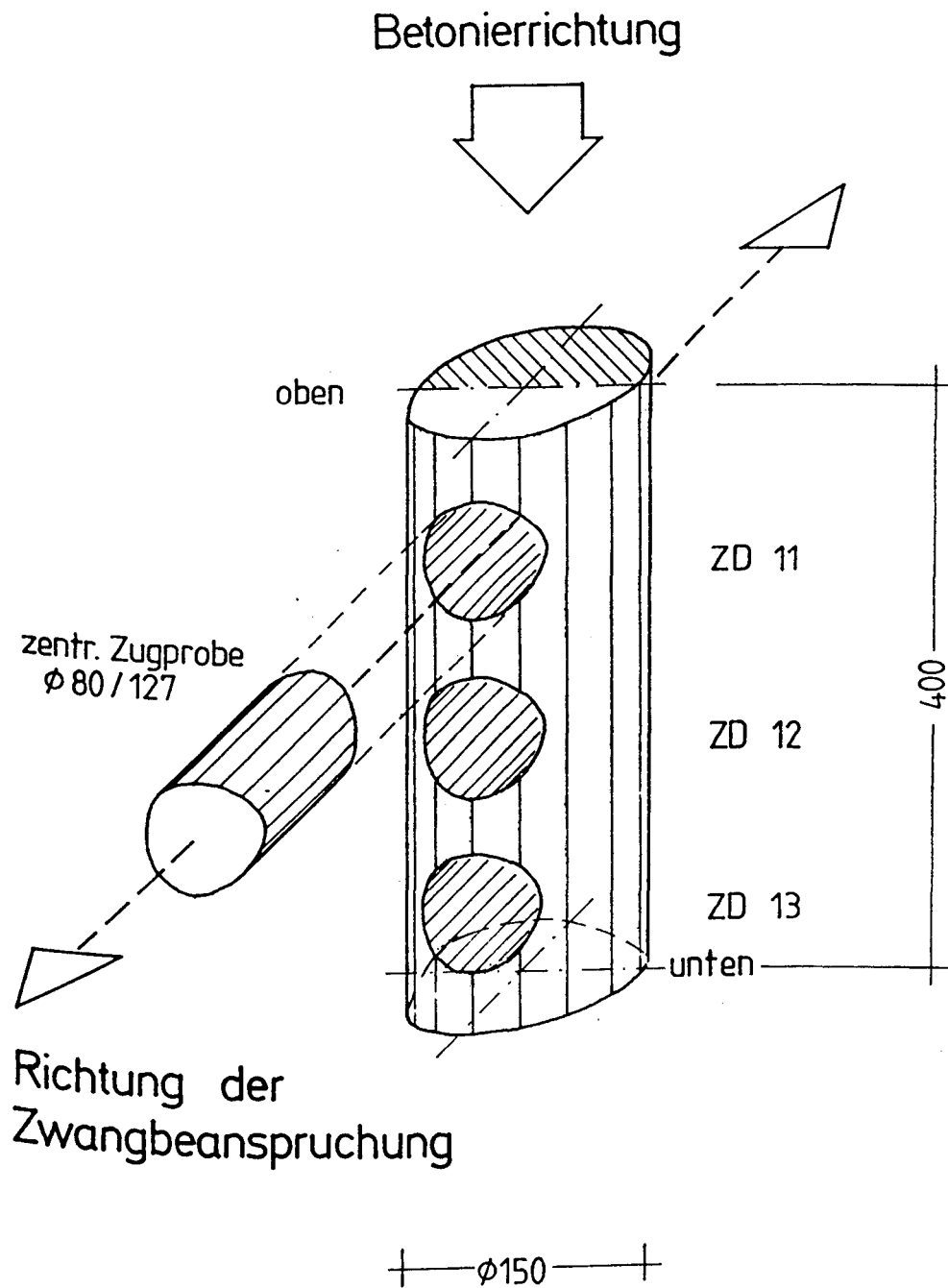


Abb. 3.10: Ermittlung der zentr. Zugfestigkeit in Richtung der Zwangbeanspruchung

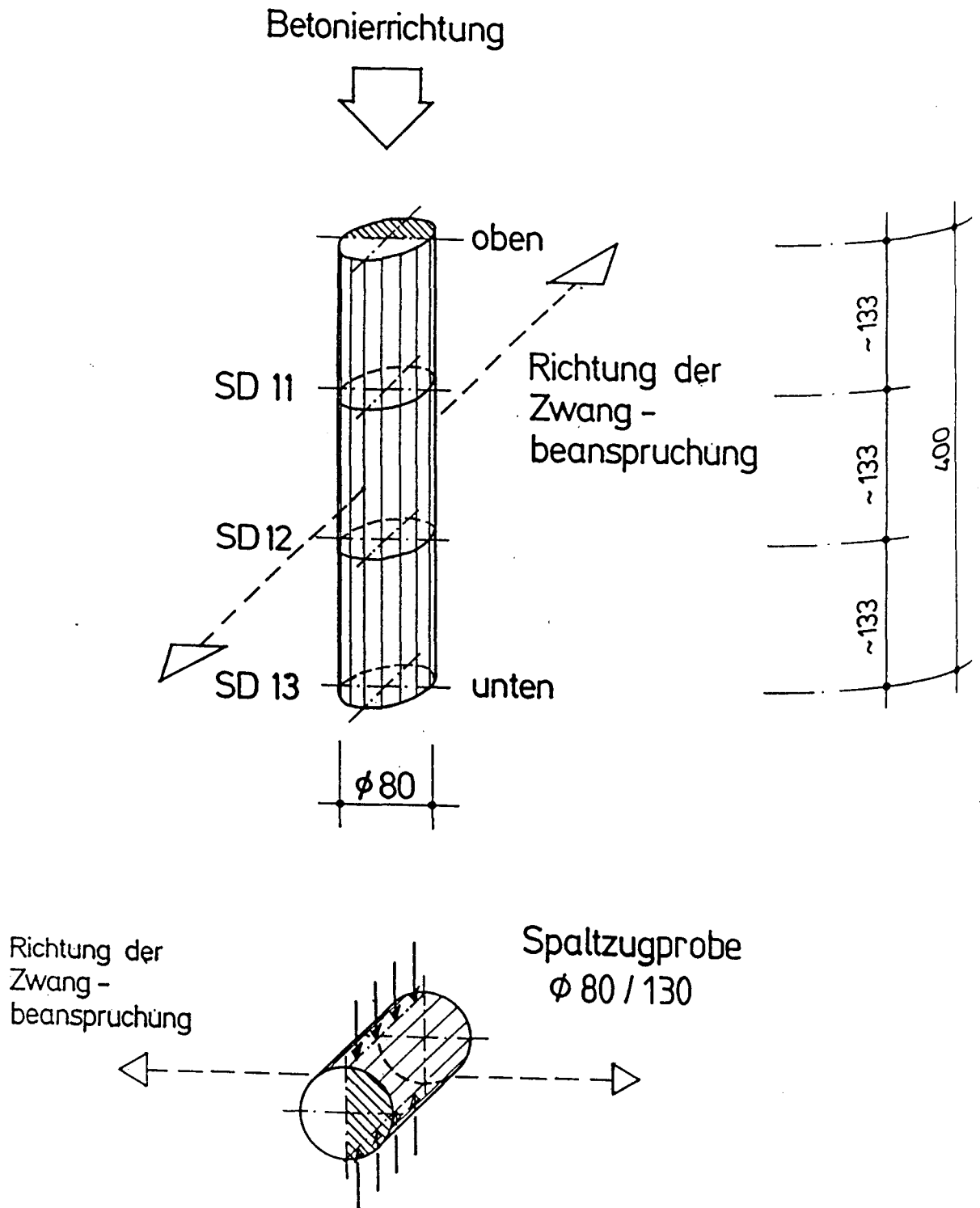


Abb. 3.11: Ermittlung der Spaltzugfestigkeit in Richtung der Zwangbeanspruchung

Nach einer Vorauswertung der Versuchsergebnisse wurde bei den Bauteilversuchen ZDV3 und ZDV4 die Probekörperentnahme geringfügig variiert. Der zunehmende Einarbeitungseffekt ermöglichte die Durchführung zusätzlicher Zugelastizitätsmodulprüfungen an Bauteilproben. Daher wurden die Zugproben des Bohrkerns in Achse 4 zur Ermittlung des Zug-E-Moduls herangezogen (Abb. 3.12). Die Anzahl der zentrischen Zugproben je Prüftermin reduzierte sich dadurch auf 12. Um den Einfluß der Betonierichtung auf die Zugfestigkeit zu untersuchen, wurde auf einen Teil der Spaltzugproben verzichtet. Aus drei Bohrkernen $\varnothing 80$ wurden jeweils zwei Zylinderproben ($\varnothing 80 / L = 160 \text{ mm}$) zur Prüfung der vertikalen Zugfestigkeit gewonnen (s. Abb. 3.13).

Entnahme, Vorbereitung und Prüfung der Proben erfolgte nach einem strengen Zeitplan. Damit konnte gewährleistet werden, daß der Zeitraum zwischen der Probekörperentnahme und dem Ende der Zugprüfung max. 90 Minuten betrug (Zeitrapport im Prüfprotokoll). Mit zunehmender Versuchsdauer wurde diese Zeitspanne deutlich unterschritten. Um ein Austrocknen der Proben während dieser Zeit zu verhindern, wurden die Prüfkörper zwischenzeitlich versiegelt.

3.6.6.2 Technik der Zugprüfungen

Die Bohrkern für die zentrischen Zug- und Zug-E-Modulprüfungen wurden nach dem Bohren an den Stirnseiten plangeschliffen. Dazu wurde eine spezielle Vorrichtung entwickelt, in der gleichzeitig bis zu 9 Prüfkörper bearbeitet werden konnten. Nach dem Schleifen wurden die Proben gewogen und vermessen und anschließend an den Stirnseiten mit Druckluft leicht getrocknet. Zur Befestigung des Zuggestänges wurden 2 Stahlankerplatten mit einem M 12 Innengewinde angeklebt. Die Erhärtungszeit des verwendeten Kunstharzklebers betrug ca. 10 - 15 Minuten. Danach wurden die Prüfkörper in eine kraftgeregelte elektromechanische Zugprüfmaschine (max. $F = 50 \text{ kN}$) eingebaut und bis zum Bruch belastet. Die zwängungsfreie Lasteintragung wurde durch ein kardanisches Zuggestänge gewährleistet. Der Bruch trat in der Regel im mittleren Drittel der Probe auf.

3.6.6.3 Technik der Zugelastizitätsmodulprüfungen

Die Prüfung des Zugelastizitätsmoduls erfolgte in einer Universalprüfmaschine mit Dehnungsregelung. Die Prüfgeschwindigkeit betrug $2 \text{ } \text{‰}/\text{h}$. Zur Verfor-

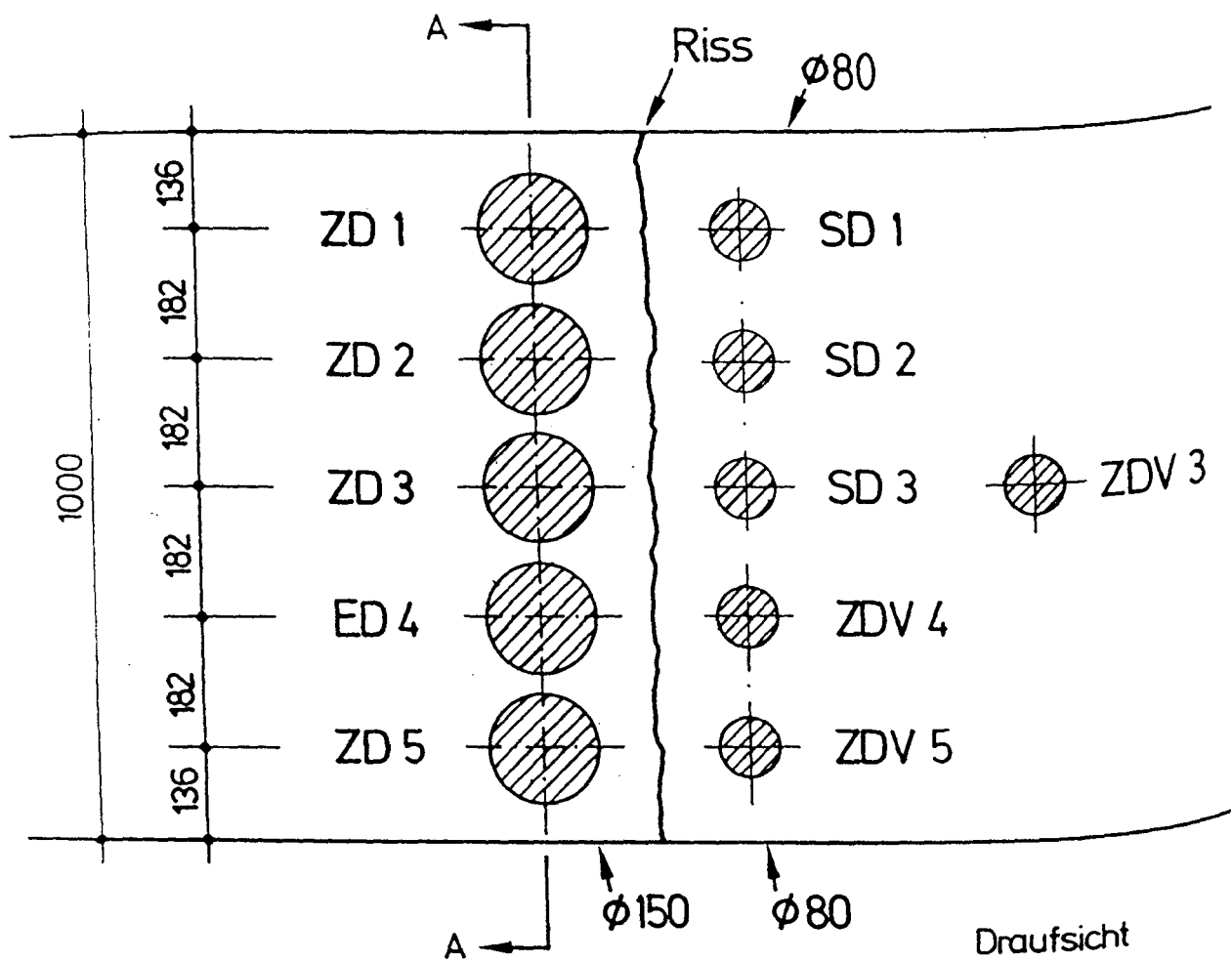


Abb. 3.12: Variierte Bohrkernentnahme bei den Zwangdehnversuchen ZDV3 und ZDV4

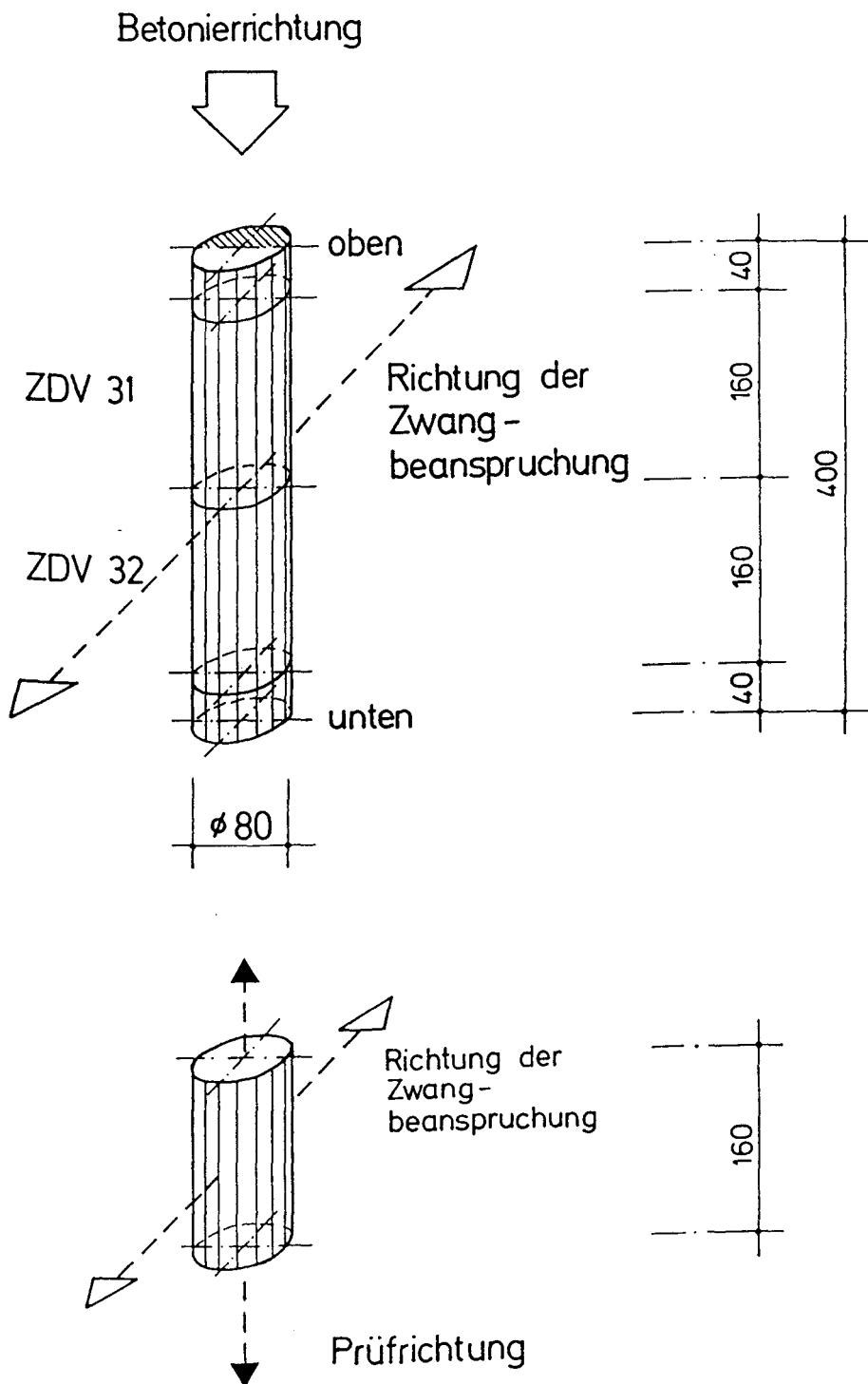


Abb. 3.13: Ermittlung der zentr. Zugfestigkeit in Betonierichtung

mungsregelung wurden seitlich an den Zylinderproben zwei Wegaufnehmer mit der Meßbasis von etwa 100 mm ampliziert. Die zwängungsfreie Lasteintragung erfolgte über kalottenartig gelagerte Verankerungsplatten der Prüfmaschine. Das Last-Verformungsdiagramm wurde während des Versuchs digital aufgezeichnet.

3.6.6.4 Sonstige Untersuchungen

Die Druck- und Spaltzugprüfungen wurden in Anlehnung an die DIN 1048 durchgeführt. Abweichend von der DIN betrugen die Abmessungen der Zylinderproben \varnothing 80 mm.

3.6.7 Begleitkörper

Zur Prüfung der unterschiedlichen Festigkeiten unter Laborbedingungen wurden zu jedem Bauteilversuch bis zu 213 Laborproben hergestellt. Die Tabelle 3.6 gibt eine Übersicht über Anzahl und Art der Prüfkörper.

Tabelle 3.6: Art und Anzahl der Begleitkörperprüfungen zu den Bauteilversuchen ZDV1 bis ZDV4

Prüfalter	1. bis 4. Prüfzeitpunkt n. Tab. 3.5			28 d
Lagerung	Bad T ₁	Bad T ₃	20 °C	20 °C
zentr. Zug	6	6	6	6 ¹⁾
Spaltzug	3	3	3	3 ¹⁾
Zug-E Modul	3	3	3	3 ¹⁾
Zylinderdruck	3	3	3	3
Würfeldruck	-	-	3	6
Summe der Prüfkörper je Prüfzeitpunkt	15	15	18	min. 9 max. 21

1) nur bei den Versuchen ZDV1 und ZDV2

Abgesehen von den Probewürfeln für die Druckfestigkeitsprüfungen wurden alle sonstigen Laborprüfkörper als Zylinderproben (\varnothing 80 mm / L = 160 mm) hergestellt. Als Schalkörper wurden Polypropylenrohre verwendet. Die Verdichtung der Prüfkörper erfolgte auf einem Rütteltisch. Anschließend wurden die Probekörper mit der wasserdichten Kunststoffschalung in die temperierten Wasserbäder gestellt und abgedeckt. Die Prüfkörper verblieben bis zum Prüftermin im Wasserbad und wurden erst kurz vor der Prüfung ausgeschalt.

Die Würfelldruckproben (15/15/15 cm) wurden nach ca. 3 Tagen ausgeschalt und bis zum Prüftermin unter Wasser bei 20°C gelagert.

3.6.8 Auswertung der Versuchsergebnisse

Die Ergebnisse der Einzelprüfungen wurden mit den entsprechenden Proben- und Versuchsbezeichnungen sowie den Alters- und Hydratationsgradangaben in einer relationalen Datenbank gespeichert. Anschließend konnten die Daten nach verschiedenen Kriterien selektiert und ausgewertet werden.

3.7 Kerbzugversuche

3.7.1 Herstellung der Versuchskörper

Die Herstellung der Versuchskörper für die Kerbzugversuche in Abb. 3.14 erfolgte in Kunststoffschalungen. Die eine Hälfte der Versuchskörper wurden liegend, die andere Hälfte stehend betoniert. Die unterschiedliche Art der Betonage sollte Aufschluß über den Einfluß der Betonierrichtung auf die Zugfestigkeit und auf das Spannungs-Dehnungsverhalten geben. Die Betonzusammensetzung entsprach der Rezeptur der Bauteilversuche. Nach dem Füllen der Schalungen und dem Verdichten auf dem Rütteltisch wurden die Versuchskörper in ein temperaturgesteuertes Wasserbad gestellt. Zur Verhinderung von Wärme- und Feuchtigkeitverlusten wurden die Oberseiten mit einer PE-Folie und Dämmplatten abgedeckt. Die Versuchskörper wurden bis zum Prüftermin bei konstant 20°C gelagert und erst kurz vor der Prüfung ausgeschalt.

3.7.2 Durchführung der Kerbzugversuche

Unmittelbar vor der Prüfung wurden die Stirnflächen der Versuchskörper zum Ankleben an die Ankerplatten planparallel geschliffen und mit Hilfe eines 3 mm Sägeschnittes 20 mm tief gekerbt (Abb. 3.14). Zur Durchführung der Prüfung wurde eine elektromechanische Universalprüfmaschine mit 500 kN Nennlast verwendet. Mit dieser Prüfmaschine ist eine verformungsgeregelte Steuerung der Versuche im Nachbruchbereich auch bei hoher Steifigkeit der Versuchskörper möglich.

Der Anschluß an die Prüfmaschine erfolgte durch das vollflächige Verkleben der Stirnflächen der Kerbzugprobe mit den Ankerplatten. Durch die steife und gelenkfreie Verbindung wurde eine parallele und spielfreie Krafteinleitung erreicht. Die Versuchssteuerung erfolgte über zwei im Kerbquerschnitt angeordnete induktive Wegaufnehmer. Zur Ermittlung der Dehnungsverteilung wurden innerhalb des Kerbquerschnittes Dehnmeßstreifen bzw. ein Wegaufnehmerpaar mit einer Meßbasis von 30 mm angeordnet. Die Meßwerte der jeweils gegenüberliegenden Dehnmeßstreifen wurden gemittelt und auf einem Mehrkanallinienschreiber registriert. Für alle Versuche wurde eine einheitliche Verformungsgeschwindigkeit von 2 ‰/h gewählt. Dies entspricht in etwa der Belastungs-

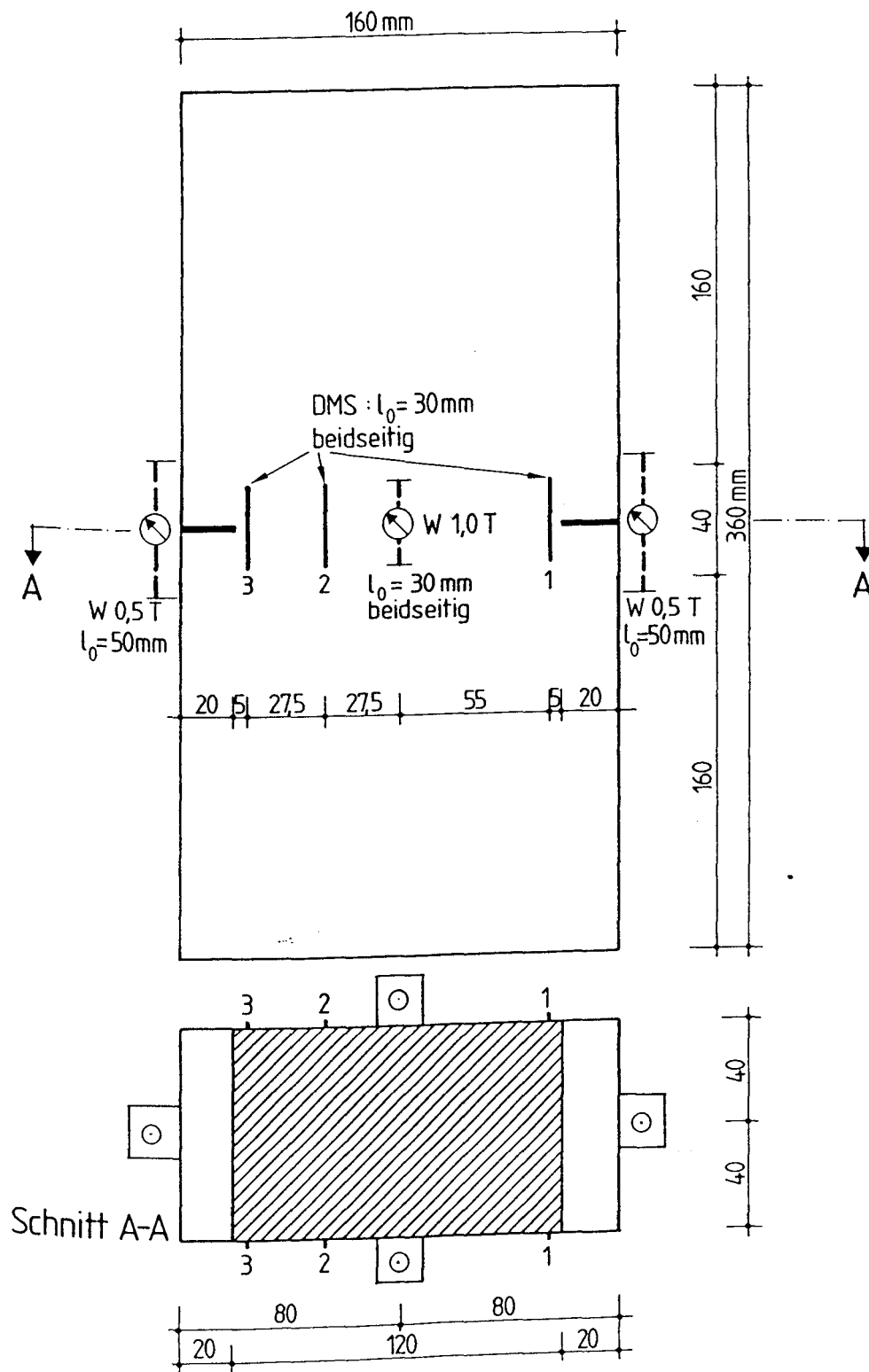


Abb. 3.14: Versuchskörper und Instrumentierplan für Kerbzugversuche

geschwindigkeit der Begleitkörperversuche zur Ermittlung der einaxialen zentrischen Zugfestigkeit. Aus der gewählten Verformungsgeschwindigkeit ergibt sich eine max. Versuchsdauer von 100 Minuten. Einen Überblick über die Anzahl der Versuchskörper und die Prüfzeitpunkte gibt die Tabelle 3.7.

Tabelle 3.7: Prüfkörper und Prüfzeitpunkte der Kerbzugversuche

Versuch	Betonierrichtung	Prüfalter [d]			
ZK01	liegend	2	4	7	28
	stehend	2	3	7	28
ZK02	stehend	2	3	7	-

Zu den Kerbzugversuchen wurden Begleitkörper zur Ermittlung der zentrischen Zugfestigkeit und der Zylinder- und Würfeldruckfestigkeit hergestellt. Das Prüfalter betrug 2, 3, 7 und 28 Tage.

3.8 Relaxationsversuche

Die Relaxationsversuche an temperaturgesteuerten Betonproben wurden in einer speziell für diese Versuche entwickelten Prüfmaschine durchgeführt. Eine Beschreibung der Prüfeinrichtung und der Versuchstechnik befindet sich in /62/. Daher wird auf eine ausführliche Darstellung verzichtet.

Die Betonage der schulterförmigen Versuchskörper mit einem Prüfquerschnitt von 160 x 160 mm erfolgte direkt in die Prüfeinrichtung. Die Versuchskörper wurden mittels einer doppelwandigen Edelstahlschalung während der ganzen Versuchsdauer entsprechend der zuvor gemessenen Bauteiltemperatur temperiert. Zur Messung der Dehnungen wurden gekapselte DMS mit einer Meßbasis von 120 mm einbetoniert. Ein zweiter unbelasteter aber ansonsten identischer Kompensationskörper gewährleistete die zuverlässige Eliminierung der lastunabhängigen Dehnungen infolge Temperatur, Fröhschwinden usw.

Zum Prüfzeitpunkt wurde der Versuchskörper belastet. Die Anfangsspannung betrug etwa 50 % der mittleren Zugfestigkeit β_z im Belastungsalter. Diese wurde aus Begleitkörpern ermittelt, die bis zum Prüfzeitpunkt unter den gleichen Temperaturbedingungen lagerten. Um das bereits beim Anfahren der Last einsetzende Relaxieren des Betons zu minimieren, wurde eine hohe Dehnungsgeschwindigkeit von 20 ‰/h gewählt. Nach Erreichen der Anfangsspannung wurde die Dehnung konstant gehalten und der Spannungsabfall über die Kraftmeßdose der Prüfeinrichtung registriert.

Tabelle 3.8: Versuchsbezeichnung und Belastungsalter

Versuch	ZK01	ZK02	ZK03
Belastungsalter	24 h	72 h	7 d

Der Versuch ZK03 konnte wegen eines Defektes an der Prüfeinrichtung nicht zu Ende geführt werden. Eine Wiederholung des Versuches innerhalb des Forschungszeitraumes war nicht möglich.

4. VERSUCHSERGEBNISSE UND DISKUSSION

4.1 Adiabatische Temperatur- und Hydratationsgradiententwicklung

4.1.1 Ergebnisse der adiabatischen Temperaturmessungen

Wie bereits in Abschn. 3 dargelegt, ist zur Bestimmung der Wärmequellenfunktion und zur Berechnung des zeitabhängigen Hydratationsgrades die Wärmefreisetzung mit Hilfe der adiabatischen Kalorimetrie zu messen. In Abb. 4.1 ist der adiabatische Temperaturanstieg der Versuche ZDV1 bis ZDV4 und ZK01 und ZK02 dargestellt. Die Frischbetontemperaturen der Versuche ZDV1 bis ZDV4 ergaben sich aufgrund der jeweils unterschiedlichen thermischen Randbedingungen im Transportbetonwerk, hauptsächlich beeinflusst durch die Lagerungstemperatur der Zuschläge, des Zementes und des Zugabewassers zum Zeitpunkt der Herstellung. Die Frischbetontemperaturen der Laborbetone ZK01 und ZK02 wurden durch eine entsprechende Temperierung des Zementes und des Anmachwassers auf ca. 20 °C eingestellt.

Die max. adiabatische Temperaturerhöhung ΔT nach ca. 168 Stunden ist bis auf die Kurve ZDV4 in fast allen Fällen identisch. Bleibt die Messung ZDV4 unberücksichtigt, so beträgt die max. Abweichung 3,4 % vom Mittelwert bzw. 2,6 K absolut. Die Ursachen für die starke Temperaturerhöhung beim Versuch ZDV4 konnten auch nach Rücksprache mit dem Transportbetonhersteller und dem Zementlabor des Zementwerkes nicht geklärt werden. Zwar entstammen die verwendeten Zemente der Versuche ZDV1 bis ZDV4 jeweils unterschiedlichen Lieferungen, starke Abweichungen in den Klinkeranteilen, die als eine mögliche Ursache in Frage kämen, ließen sich nach den Analysen des Zementlabors nicht nachweisen.

Die Versuche mit etwa gleicher Frischbetontemperatur (ZDV1 bis ZDV3) zeigen sehr ähnliche Temperaturverläufe. Der max. Temperturanstieg tritt ca. 25 bis 28 Stunden nach der Wasserzugabe auf, die Steigung beträgt zu diesem Zeitpunkt i.M. 1,2 K/h. Beim Versuch ZDV4 tritt der max. Temperturanstieg früher ein. Bereits nach 21 Stunden wird eine max. Steigerung von 2 K/h gemessen. Die Erhöhung der Frischbetontemperatur bewirkt eine zeitliche Verschiebung

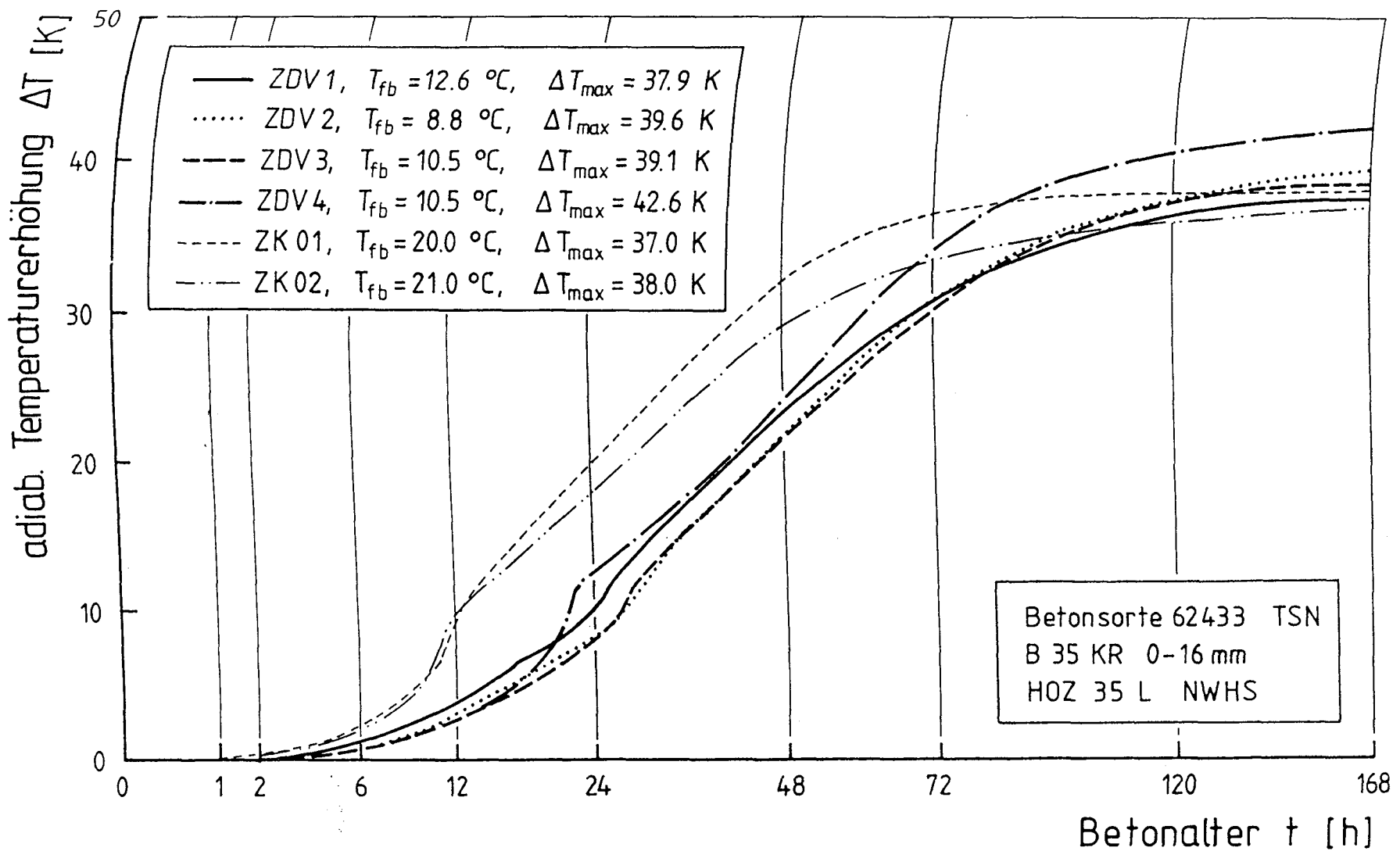


Abb. 4.1: Adiabatische Temperaturerhöhung der Bauteilversuche ZDV und der Kerbversuche ZK in Abhängigkeit vom Betonalter

des Temperaturanstiegs; je höher die Anfangstemperatur desto früher setzt die überproportionale Temperaturentwicklung ein. Die max. Steigung wird bei den Versuchen ZK01 und ZK02 bereits nach etwa 11 bis 12 Stunden erreicht und beträgt ca. 2,7 K/h.

Die Anfangstemperatur hat entscheidenden Einfluß auf die Reaktionskinetik der ersten Stunden. Der Hydratationsprozeß wird mit steigender Frischbetontemperatur beschleunigt. Es entsteht ein ausgeprägter Wendepunkt im Kurvenverlauf. Dieser wird durch den verstärkten Hydratationswärmeschub des Tricalciumaluminates und Tricalciumsilicates bei erhöhten Frischbetontemperaturen hervorgerufen. Nach dem Wendepunkt verlaufen die Kurven sehr viel flacher und in Teilbereichen parallel, die Wärmeabgabe ist über einen längeren Zeitraum konstant. Im Vergleich zu adiabatischen Temperaturmessungen mit Betonen, die überwiegend Portlandzement enthielten, zeigt der untersuchte Beton eine verzögerte Temperaturentwicklung. Dies ist auf die Verwendung eines Hochofenzements mit niedriger Wärmetönung zurückzuführen. Außerdem ist die max. Temperaturerhöhung viel geringer als bei Betonen mit reinem Portlandzement.

4.1.2 Hydratationsgradiententwicklung

Die beim Abbindevorgang freiwerdende Hydratationswärme $Q(t)$ ist die Ursache für die Erwärmung des Betonbauteils während der Erhärtungsphase. Sie wird primär vom Zementgehalt und von der Hydratationswärmeentwicklung des Zementes $Q_Z(t)$ beeinflusst

$$Q(t) = z \cdot Q_Z(t) \quad . \quad (4.1)$$

Die max. generierbare Wärmemenge max Q , die einer vollständigen Hydratation des Zementes entspricht, läßt sich aus den Klinkerphasenanteilen der Zementzusammensetzung bestimmen

$$\max Q = z \cdot \max Q_Z \quad . \quad (4.2)$$

Unter adiabatischen Verhältnissen führt die Hydratationswärmeentwicklung im Beton zu der Temperaturerhöhung ΔT_{ad}

$$\Delta T_{ad}(t) = \frac{z \cdot Q_Z(t)}{c_b \cdot \rho_b} \quad . \quad (4.3)$$

Die zur vollständigen Hydratation des Betons gehörende Temperaturerhöhung $\max. \Delta T_{ad}$ läßt sich analog ausdrücken

$$\max \Delta T_{ad}(t) = \frac{z \cdot \max Q_z(t)}{c_b \cdot \rho_b} \quad (4.4)$$

Der Hydratationsgrad m kann als das Verhältnis der Masse des hydratisierten Zementes zur Zementausgangsmasse definiert werden

$$m(t_w) = \frac{\text{Masse des hydratisierten Zements}}{\text{Zementausgangsmasse}} \quad (4.5)$$

Normiert man die bis zu einem bestimmten wirksamen Alter eingetretene Hydrationswärme $Q_z(t_w)$ auf den theoretischen Endwert $\max Q_z$, so ergibt sich folgende Gleichung für den Hydratationsgrad m

$$m(t_w) = \frac{Q_z(t_w)}{\max Q_z} = \frac{Q_b(t_w)}{\max Q_b} = \frac{\Delta T_{ad}(t_w)}{\max \Delta T_{ad}} \quad (4.6)$$

Somit kann der Hydratationsfortschritt aus den adiabatischen Temperaturmessungen in Abb. 4.1 bestimmt werden.

Die aus den adiabatischen Temperaturkurven berechneten Hydratationsgradverläufe sind in Abb. 4.2 in Abhängigkeit vom wirksamen Alter aufgetragen. Das Betonalter des adiabatischen Prozesses wurde dabei mit Hilfe der Reifefunktion von Arrhenius/Freiesleben in Gl. (4.7) durch Integration der Reaktionsgeschwindigkeit auf das wirksame Alter t_w transformiert.

$$t_w = \int_0^t \exp \left[\frac{E}{R} \left[\frac{1}{293} - \frac{1}{T_K} \right] \right] dt \quad (4.7)$$

mit

- E Aktivierungsenergie
 $\approx 33,5 \text{ [kJ/mol]}$ für $T \geq 20 \text{ }^\circ\text{C}$
 $\approx 33,5 + 1,47 \cdot (20 - T) \text{ [kJ/mol]}$ für $T < 20 \text{ }^\circ\text{C}$
- R univ. Gaskonstante: $8,314 \text{ [J/mol]}$
- T_K Betontemperatur [K]

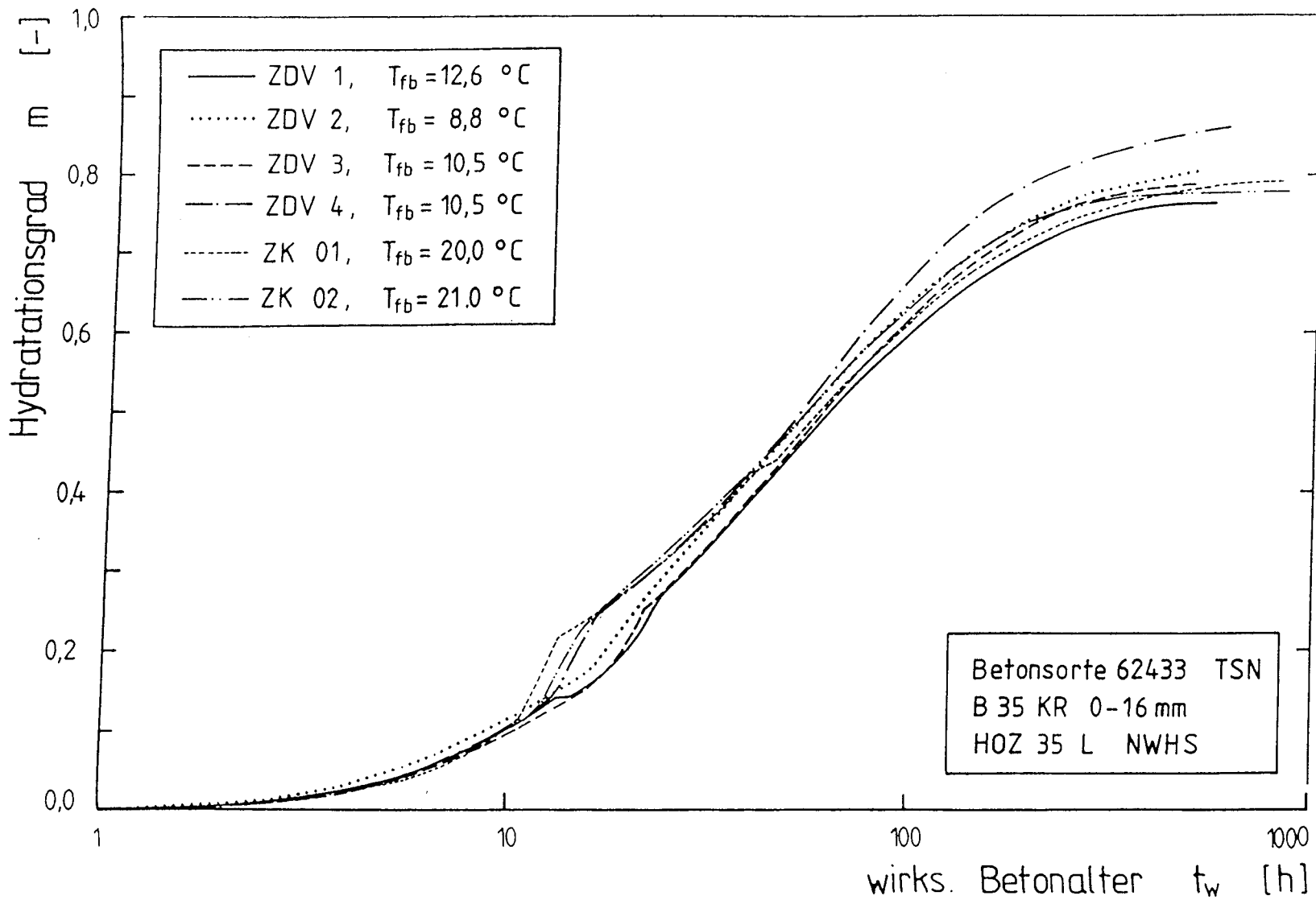


Abb. 4.2: Hydratationsgradentwicklung in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter

Nach Untersuchungen von Marx /43/ eignet sich der Ansatz von Arrhenius/Freiesleben für die Beschreibung der Reaktionskinetik besonders gut. Andere Beziehungen, wie z.B. die bekannte Saul-Nurse-Reifefunktion liefern bei höheren Temperaturen fehlerhafte Ergebnisse.

Der Hydratationsgrad ist als Zustandsgröße eines Betons mit bestimmter Zusammensetzung alters-, temperatur- und feuchtigkeitsabhängig. Bei dem hier betrachteten Modell eines massigen Bauteils kann im jungen Betonalter der hygri-sche Einfluß vernachlässigt werden. Bezogen auf isothermische Verhältnisse bei 20 °C zeigen alle Versuche eine sehr gute Übereinstimmung im Hydratationsgradverlauf unabhängig von der Anfangstemperatur. Der Einfluß unterschiedlicher Frischbetontemperaturen auf die Reaktionskinetik läßt sich aber mit Hilfe der isothermischen Darstellung eliminieren. Lediglich der starke Hydratationswärmeanstieg, hervorgerufen durch die beschleunigte Wirkung des C_3A und C_3S , und der sich daraus ergebende ausgeprägte Wendepunkt in der adiabatischen Temperaturkurve lassen sich auch mit dem Arrhenius-Ansatz Gl. (4.7) nur unzureichend erfassen.

Zur Beschreibung der Hydratationsgradentwicklung wird der Ansatz von Jonasson /33/ gewählt. Dieser empirische Ansatz formuliert die nichtlineare Entwicklung des Hydratationsgrades m als Funktion des wirksamen Alters t_w

$$m(t_w) = \exp \left[-a \left(\ln \left(1 + \frac{t_w}{t_1} \right) \right)^b \right] . \quad (4.8)$$

Die betonspezifischen Faktoren a , t_1 , b werden mit Hilfe der kleinsten Fehlerquadratmethode aus der adiabatischen Messung bestimmt. Die Untersuchungen zeigen, daß der Parameter a in Gl. (4.8) keine Verbesserung in der Anpassung bringt. Daher läßt sich eine vereinfachte Form des Jonasson-Ansatzes verwenden

$$m(t_w) = \exp \left[- \left(\ln \left(1 + \frac{t_w}{t_1} \right) \right)^b \right] . \quad (4.9)$$

Zwar gibt es mikrostrukturelle Modelle zur der Hydratation /6,53/, sie scheiden jedoch wegen ihrer Komplexität für eine praktische Anwendung aus.

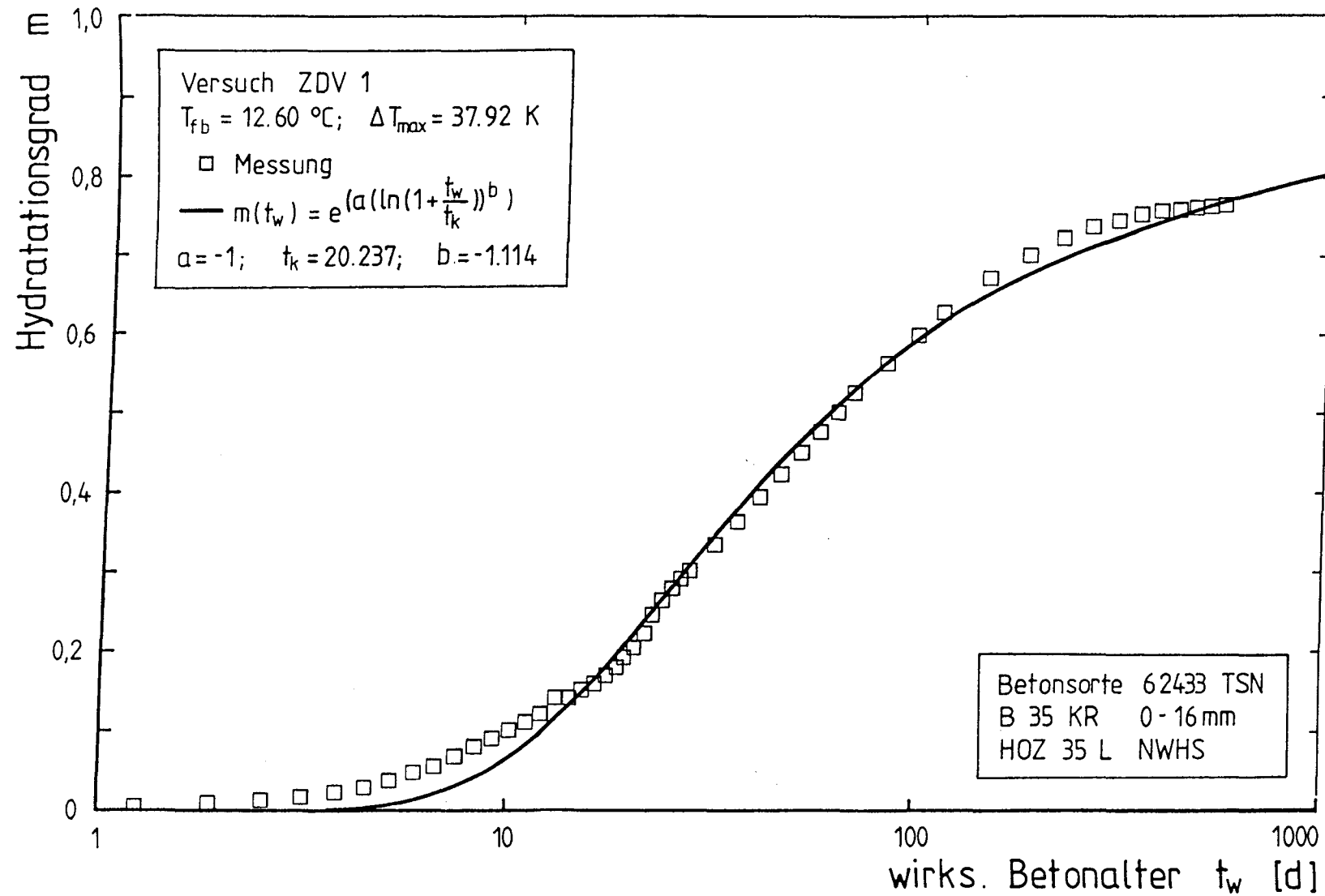


Abb. 4.3: Vergleich zwischen dem rechnerischen Verlauf des Hydratationsgrades und Versuchswerten aus der adiabatischen Temperaturmessung für Versuch ZDV 1

Abb. 4.3 zeigt die funktionale Anpassung an die Meßwertkurve des Versuchsbetons ZDV1. Die Messung wird durch den Ansatz nach Gl. (4.9) befriedigend approximiert. Die Abweichungen sind gering und als Basis für eine Temperatur- und Spannungsberechnung ausreichend. Die Funktionen aller weiteren adiabatischen Versuche sind im Anhang vollständig wiedergegeben. Auch bei diesen Versuchen ist eine gute Übereinstimmung zwischen Meßwerten und Anpassung erkennbar.

Aufgrund des Funktionsverlaufs kann es im späten Betonalter zu größeren Abweichungen kommen, die rechnerisch zu einer Überschätzung des Hydratationsgrades führen. Hier ist je nach Betonrezeptur ab einem Betonalter von 7 bis 14 Tagen evtl. eine Korrektur der Rechenwerte nach unten erforderlich.

4.2 Bauteiltemperaturentwicklung

Zur Bestimmung der orts- und zeitabhängigen Hydratationsgradfelder und zur Kalibrierung der finiten Temperaturberechnungen wurden die Bauteiltemperaturen der Vorversuche VV01 und VV02 sowie der Zwangdehnversuche ZDV1 bis ZDV4 während der Abbindephase gemessen. Die Lage der Meßstellen ist aus dem Meßstellenplänen in Abschn. 3 ersichtlich. Die Bauteiltemperaturkurven der Versuche VV01 und VV02 sind im Anhang des Berichtes wiedergegeben. Sie dienten lediglich zur Bestimmung des wirksamen Alters bzw. des Reifegrades der entnommenen Zug- und Spaltzugproben, wurden aber für die Temperaturberechnungen nicht weiterverwendet.

Abb. 4.4 zeigt exemplarisch die Ergebnisse der Temperaturmessungen des Zwangdehnkörpers ZDV1 über einen Zeitraum von 14 Tagen. In dem Temperatur-Zeit-Diagramm sind Rand- und Mittentemperatur des Versuchskörpers sowie der Temperaturverlauf der Meßstelle 5 und die Lufttemperatur dargestellt. Deutlich ist zu erkennen, wie die Temperaturen aller Betonmeßstellen in der Anfangsphase nahezu parallel ansteigen. Interessant dabei ist, daß die Randtemperatur zunächst höher ist als die Temperatur in Versuchskörpermitte. Noch deutlicher wird dies in Abb. 4.5, wo die zeitliche Temperaturentwicklung über den Querschnitt aufgetragen ist. Dieser ungewöhnliche Temperaturverlauf resultiert aus den thermischen Randbedingungen in der Versuchshalle. Die Lufttemperatur betrug während des gesamten Versuchszeitraums i.M. etwa 20 °C, hingegen wurde der Beton mit einer Frischbetontemperatur von 12,6 °C eingebaut. Entsprechend dem Temperaturgefälle zwischen dem frisch eingebauten Beton und der Luft heizten sich die Randzonen des Versuchskörpers in den ersten 24 Stunden schneller auf als die Mitte. Erst danach nahm die Kerntemperatur weiter zu und stieg nach ca. 48 Stunden auf einen Maximalwert von 37 °C. Die Temperaturerhöhung gegenüber der Frischbetontemperatur betrug zu diesem Zeitpunkt nahezu 25 K. Die Temperaturentwicklung während der ersten Phase nach der Betonage verlief bei allen nachfolgenden Zwangdehnversuchen ähnlich.

Nach erfolgter Zwangrißbildung im Alter von 48 Stunden wurde der Versuchskörper in der Umgebung der Zwangrisses abgedeckt und die Bohrkern entnommen. Das längere Entfernen der Abdeckung und das beim Bohren ablaufende Wasser führten zu einer Abkühlung des Versuchskörpers. Deutlich erkennbar ist dies am schlagartigen Absinken der Kerntemperatur nach ca. 48 Stunden. Um solche Störungen im Temperaturverlauf bei den nachfolgenden Probekörperentnahmen

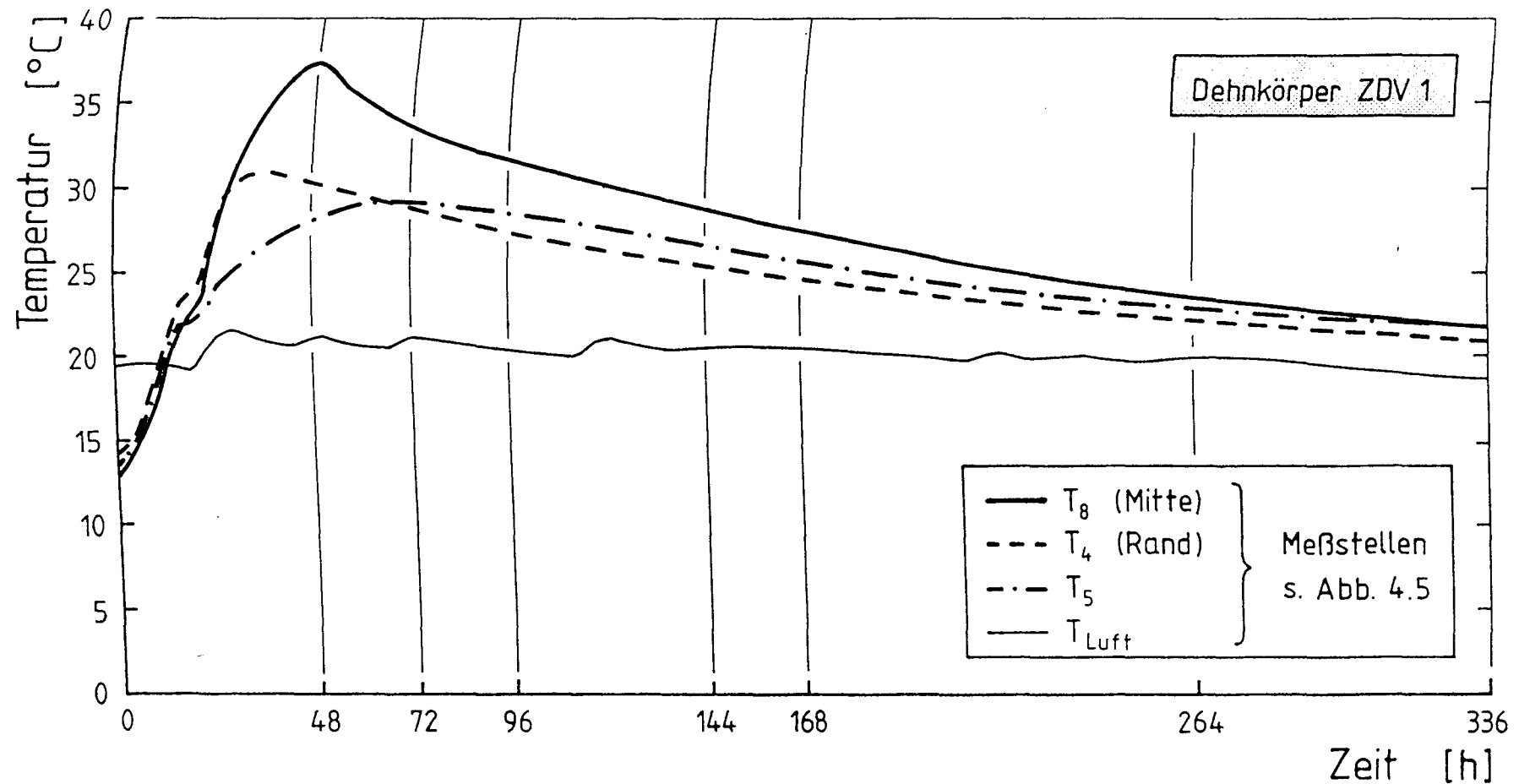


Abb. 4.4: Bauteiltemperaturentwicklung des Versuchskörpers DK (Versuch ZDV 1) in Abhängigkeit von der Zeit

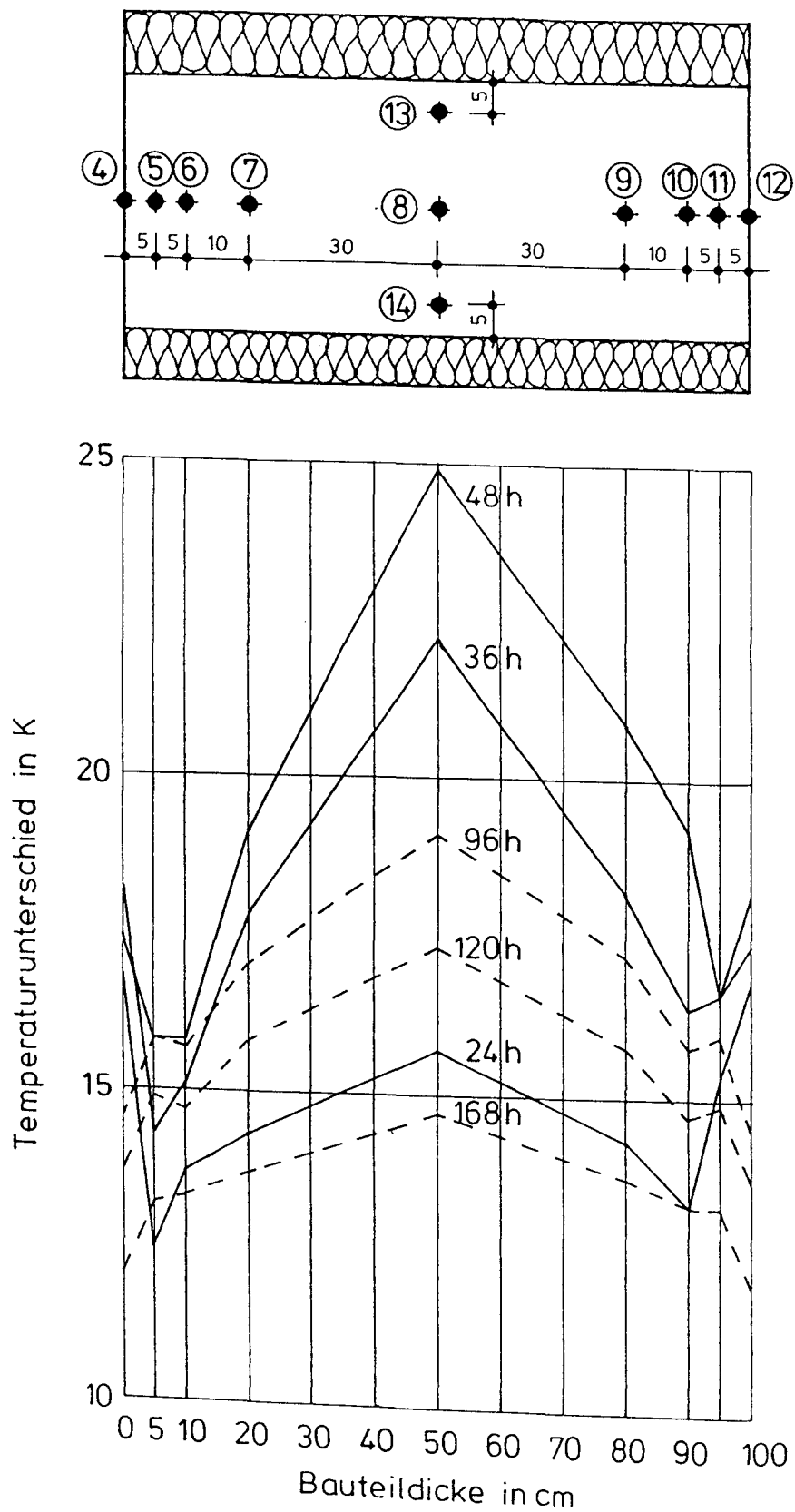


Abb. 4.5: Meßstellen und Temperaturverteilung des Versuchskörpers DK im Versuch ZDV1

möglichst weitgehend zu vermeiden, wurden mehrere Maßnahmen ergriffen. Erstens wurde das Entfernen der wärmedämmenden Abdeckung auf eine nur zum Bohren erforderliche Mindestfläche beschränkt. Zweitens konnte durch eine spezielle Befestigung des Bohrständers die Bohrkernentnahme beschleunigt werden und drittens wurde die Temperatur des Bohrwassers der Betontemperatur angepaßt.

Auch das Entfernen der Seitenschalung hatte einen Abkühlungseffekt zur Folge, obwohl die 1,5 mm dicke Stahlschalung keine wärmedämmende Wirkung besaß. Die Verdunstung der Oberflächenfeuchte ist hier als wesentliche Ursache anzusehen. Wird der Beton in einem sehr frühen Stadium ausgeschalt, bei den Versuchen ZDV2 bis ZDV4 z.B. nach etwa 24 Stunden, ist die Betonoberfläche noch sehr feucht. Bei der sofort einsetzenden Verdunstung wird dem Beton Wärmeenergie entzogen und die Betontemperatur im Randbereich fällt ab. Dieser Effekt ist in Abb. 4.6 deutlich zu erkennen. Die Temperaturkurven der Meßstellen 4 und 5 weisen nach etwa 24 Stunden einen starken Knick auf, der Temperaturanstieg der Randbereiche wird abgeschwächt.

Unterschiede in der Temperaturentwicklung zwischen Dehnkörper und Nebenkörper während der Versuchsdauer sind einerseits auf zeitliche Differenzen beim Betonieren und andererseits auf unterschiedliche thermische Randbedingungen in der Versuchshalle zurückzuführen. Aus betriebstechnischen Gründen wurde zunächst der Dehnkörper und anschließend mit einer zeitlichen Verschiebung von ca. 1 Stunde der Nebenkörper betoniert. Der Frischbeton lagerte während dieser Zeit in der kühlen Mischertrommel des Transportbetonfahrzeuges. Aufgrund der großen Abmessungen konnten die beiden Versuchskörper nicht am selben Ort innerhalb der Versuchshalle hergestellt werden. Die Lufttemperatur im Bereich des Nebenkörpers war in der Regel 0,5 - 1,0 K niedriger als im Bereich des Dehnkörpers. Daher war die Versuchskörpertemperatur des Nebenkörpers bei allen Versuchen geringfügig kleiner. Diese Temperaturdifferenzen wurden bei der Berechnung des wirksamen Alters und des Hydratationsgrades berücksichtigt.

In Abb. 4.7 ist die Temperatur- und Hydratationsgradverteilung des Versuchskörpers DK aus dem Versuch ZDV1 zu drei verschiedenen Zeitstufen dargestellt. Der Hydratationsgrad berechnet sich aus der Bauteiltemperatur mit Hilfe der Beziehungen des vorangegangenen Abschnittes. Während die Temperatur in den ersten Tagen nach der Betonage starke Gradienten aufweist, wird der Hydrata-

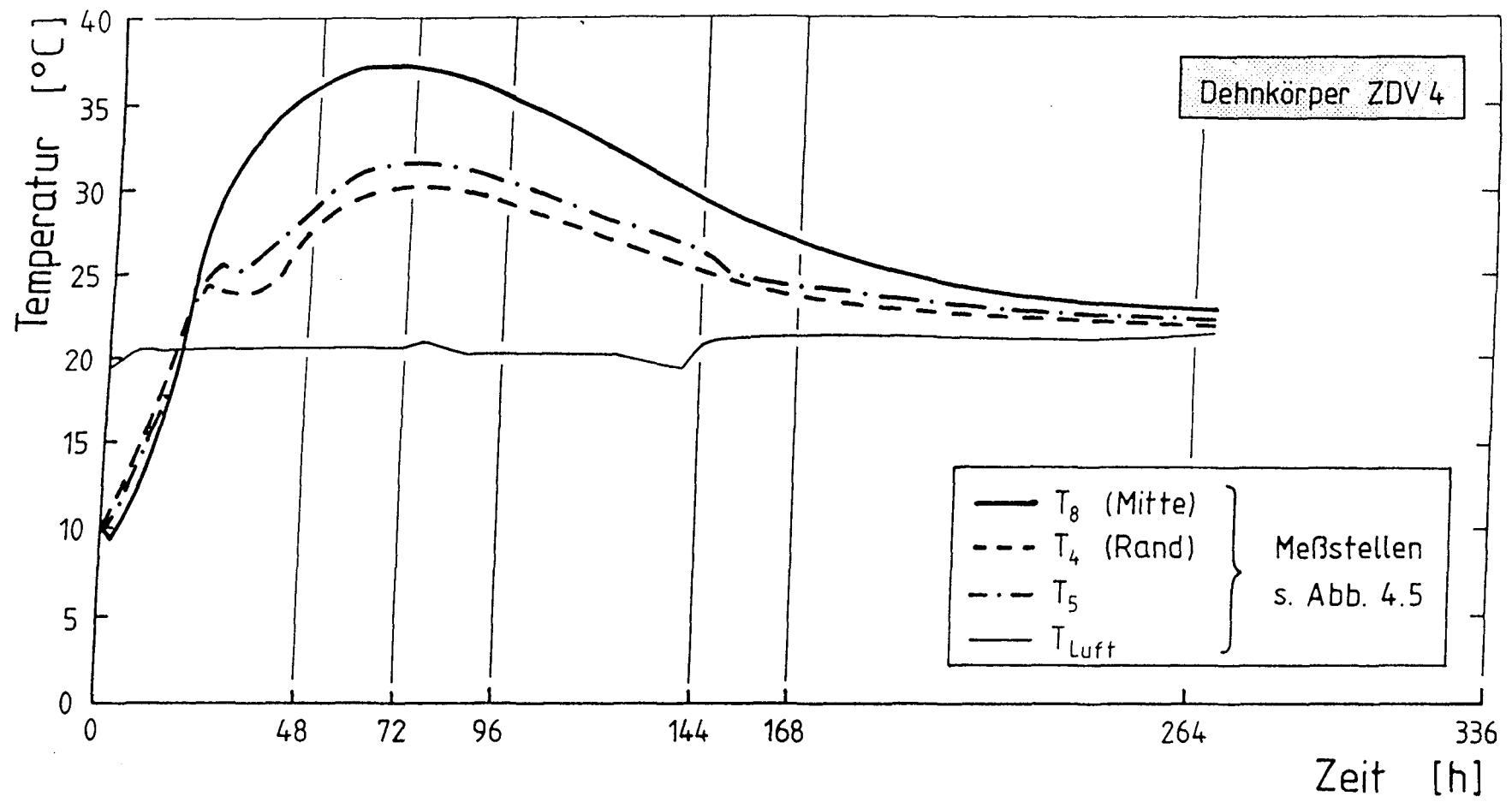


Abb. 4.6: Bauteiltemperaturentwicklung des Versuchskörpers DK (Versuch ZDV 4) in Abhängigkeit von der Zeit

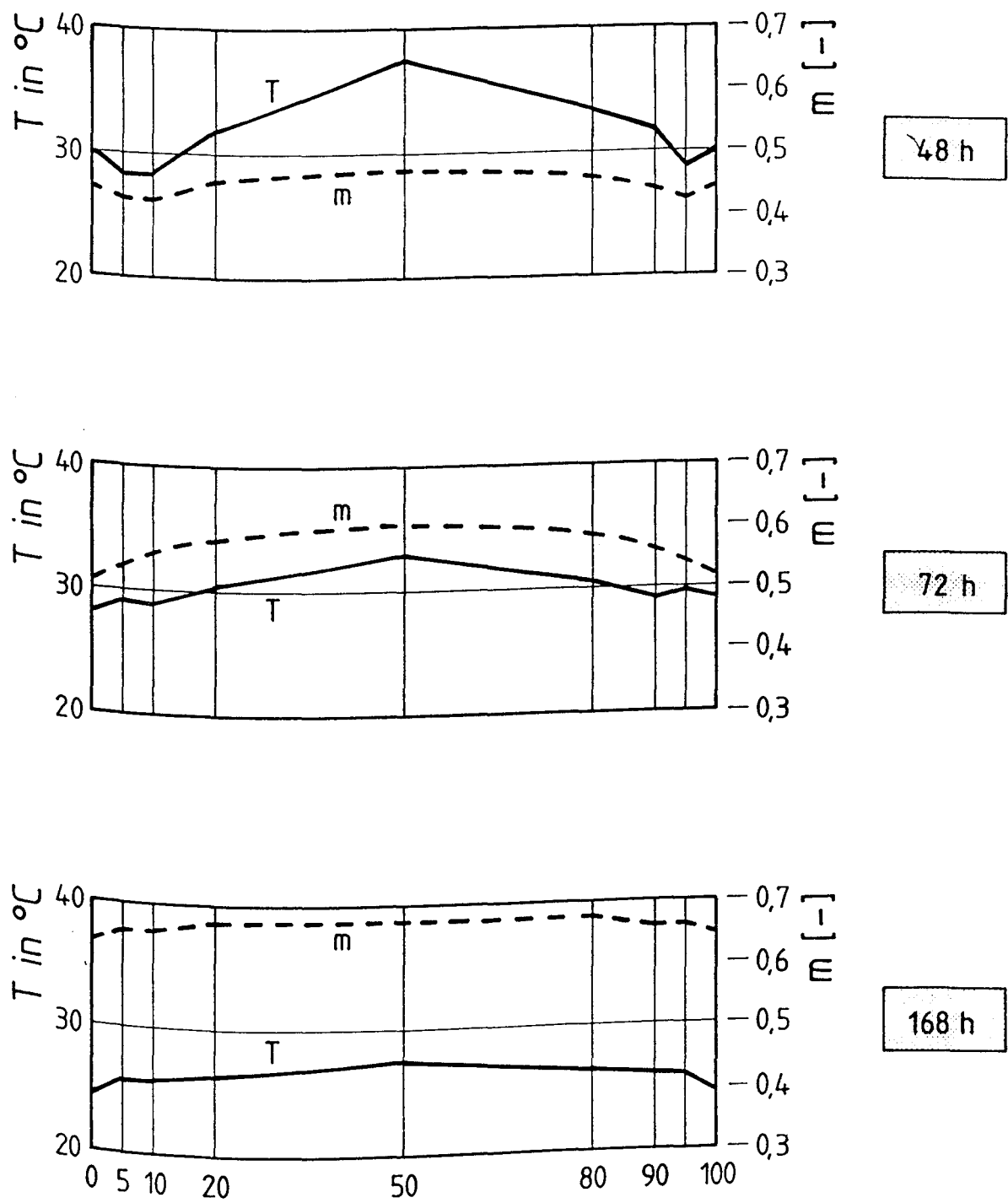


Abb. 4.7: Temperatur- und Hydratationsgradverteilung im Bauteilversuch ZDV1 abhängig von der Zeit

tionsgrad durch die Zeitintegration bereits frühzeitig nivelliert. Hierauf wird bei der Ermittlung der Werkstoffeigenschaften des jungen Betons in Abschn. 4.4 noch näher eingegangen.

4.3 Ergebnisse der Vorversuche VV

Ursprünglich war geplant für die Zwangdehnversuche die Zugfestigkeit des Betons mit Hilfe von Spaltzugproben zu bestimmen. Die Vorversuche VV01 und VV02 sollten Aufschluß über den Zusammenhang zwischen der Spaltzugfestigkeit und der zentrischen Zugfestigkeit im jungen Betonalter geben. Entsprechend dem Versuchsplan in Abschn. 3.5 wurden den Bauteilen zu vier verschiedenen Zeitpunkten (2d, 3d, 7d und 28d) jeweils 21 Probekörper entnommen und geprüft.

Das Verhältnis der Zugfestigkeit zur Spaltzugfestigkeit der Vorversuche ist in Abb. 4.8 in Abhängigkeit vom Betonalter aufgetragen. Beide Kurven sind unterschiedlich und zeigen einen nichtlinearen Verlauf. Im Versuch VV01 wurde ein Beton, wie für massige Bauteile üblich, mit einem Größtkorn von 32 mm verwendet. Das geringe Verhältnis von Probekörperdurchmesser zu Größtkorndurchmesser ($\varnothing_{\text{Probe}} = 2,5 d_k$) wirkt sich besonders auf die Ergebnisse der Spaltzugprüfungen ungünstig aus. Die Spaltzugproben zeigten im Versuch eine erheblich größere Streuung als die zentrischen Zugkörper (s. Abb. 4.9). Die Lage der großen Zuschlagkörner in der Probe ist bei Spaltzugprüfungen von größerer Bedeutung als bei reinen Zugprüfungen. So können z.B. große Zuschläge im Bereich des Lasteinleitungstreifens die Spaltwirkung verstärken.

Die geringe Festigkeit der zentrischen Zugproben im Versuch VV01 nach 28 Tagen und die gleichzeitig hohe Streuung der Versuchsergebnisse (Variationskoeffizient von 19,2 %) sind auf prüftechnische Ursachen zurückzuführen. Wegen technischer Probleme mit der Zugprüfeinrichtung konnte das Gros der Prüfkörper erst einen Tag nach der Probenentnahme geprüft werden. Die Proben waren während der Lagerung nur unzureichend gegen Austrocknung geschützt, was zu erheblichen Festigkeitseinbußen führte. Der ungewöhnlich kleine Verhältniswert β_z/β_{sz} von 0,52 muß daher als unrealistisch angesehen werden.

Die Versuchsergebnisse mit der Betonrezeptur 61433 zeigen, daß ein gesicherter Zusammenhang zwischen der zentrischen Zugfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit bei Verwendung eines Probendurchmessers von 80 mm und einem Größtkorndurchmesser von 32 mm nicht herzuleiten ist. Da der Probendurchmesser aus versuchstechnischen Gründen nicht erhöht werden konnte, wurde für das weitere

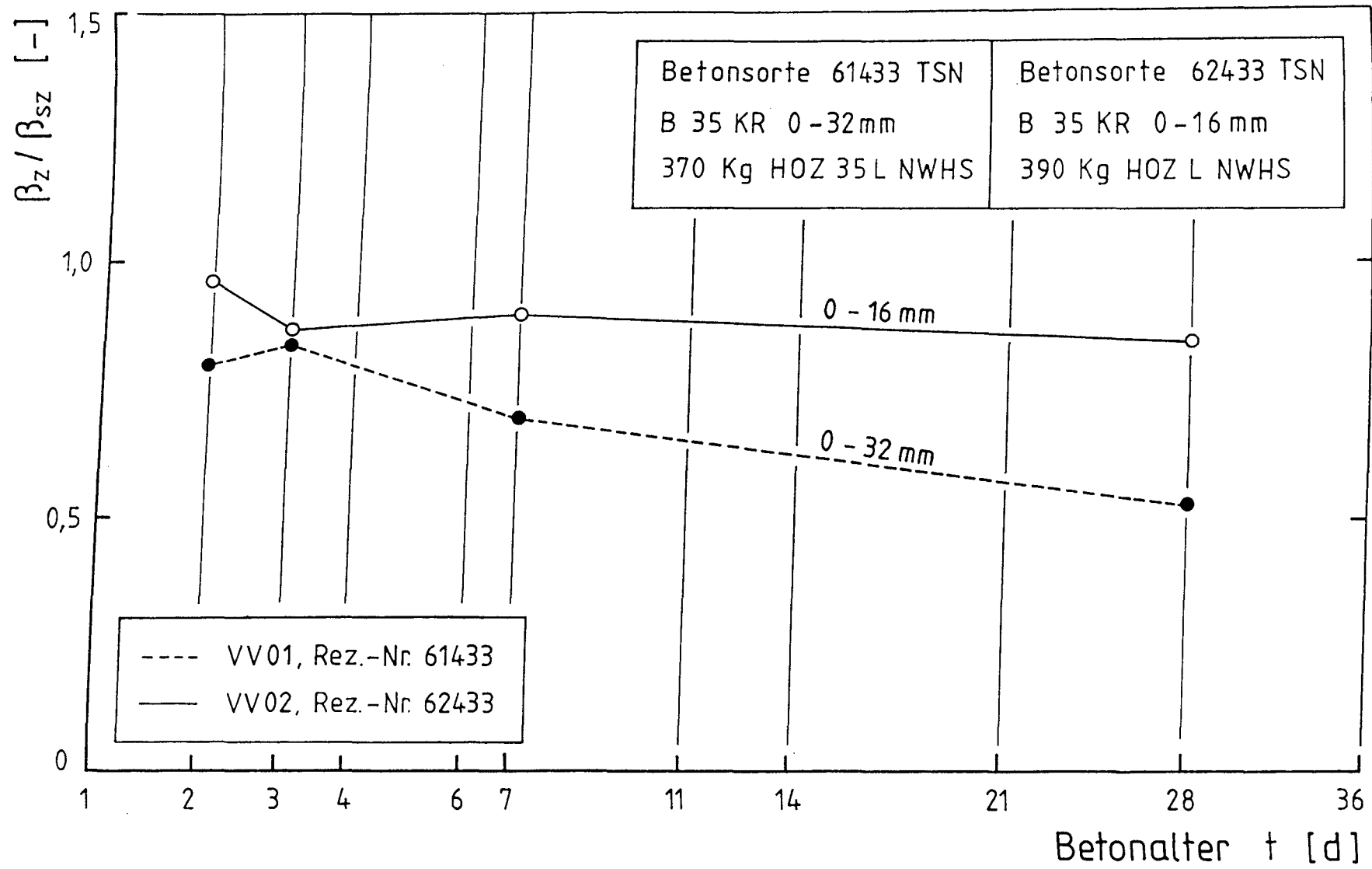


Abb. 4.8: Verhältnis der zentrischen Zugfestigkeit zur Spaltzugfestigkeit der Vorversuche VV01 und VV02, abhängig vom Betonalter

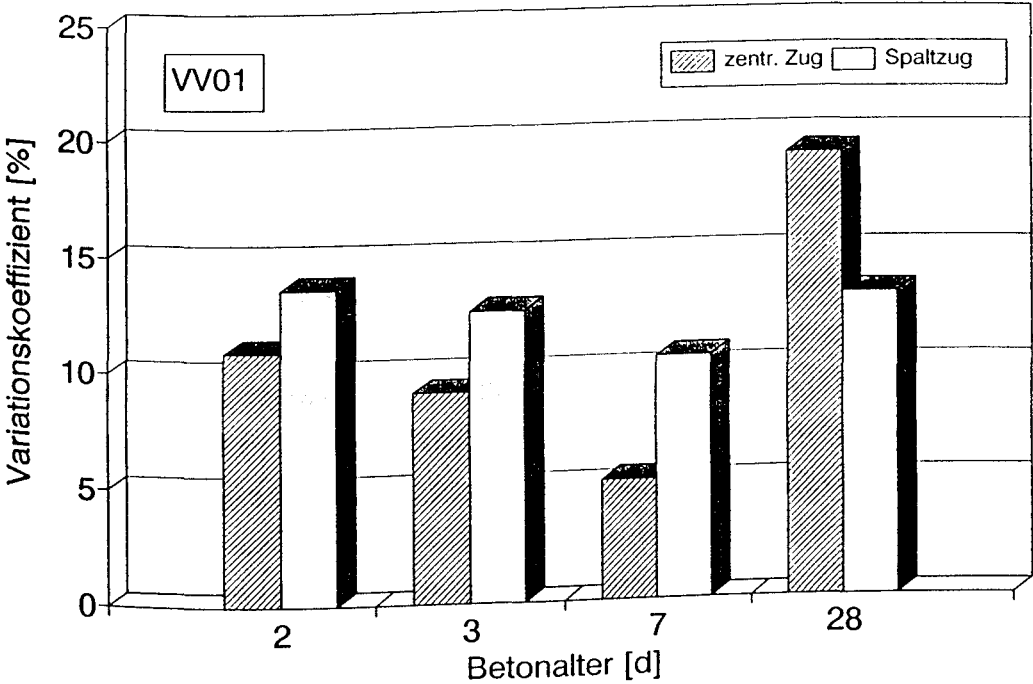


Abb. 4.9a: Variationskoeffizienten der zentrischen Zugfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit im Versuch VV01 abhängig vom Betonalter

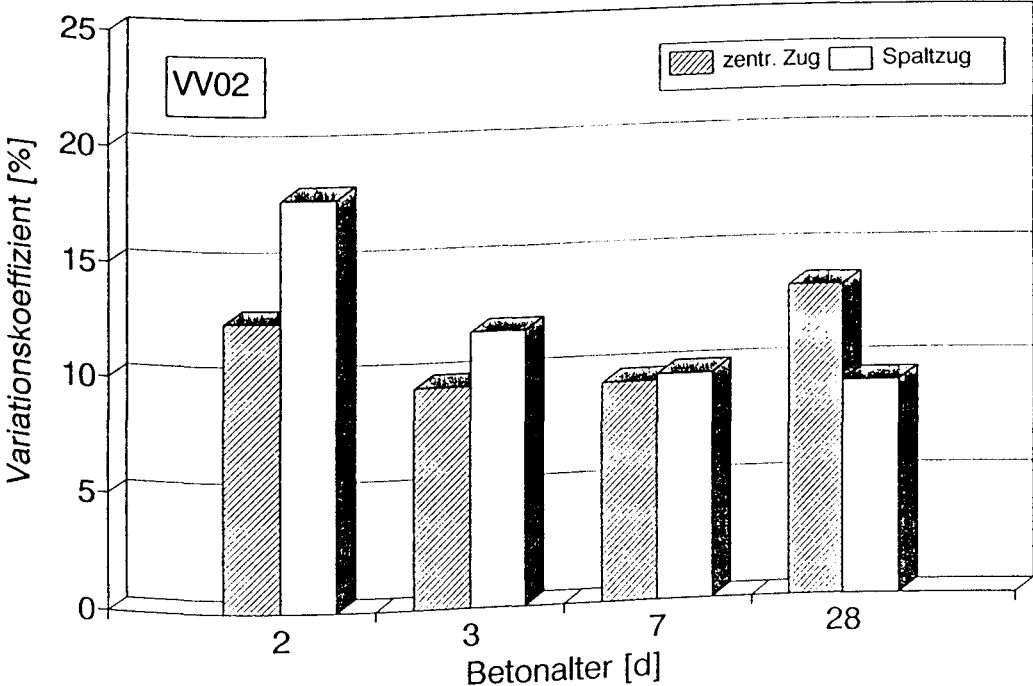


Abb. 4.9b: Variationskoeffizienten der zentrischen Zugfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit im Versuch VV02 abhängig vom Betonalter

Versuchsprogramm die Betonsorte 62433 mit einem Größtkorn von 16 mm Durchmesser gewählt (vergl. Abschn. 3.3).

Auch der Kurvenverlauf der Betonrezeptur 62433 (VV02) in Abb. 4.8 zeigt einen nichtlinearen Verlauf, im Gegensatz zur Betonrezeptur 61433 (VV01) ist die Differenz zwischen zentrischer Zugfestigkeit und Spaltzugfestigkeit im sehr jungen Betonalter aber gering. Da die Temperaturentwicklung in beiden Versuchen sehr ähnlich war, ist zum Vergleich eine Umrechnung auf das wirksame Betonalter nicht erforderlich. Die Ergebnisse machen deutlich, daß das Verhältnis β_z/β_{sz} stark beton- bzw. mischungsabhängig ist, ein systematischer Zusammenhang ist nicht erkennbar. Da die Spaltzugfestigkeit, wie bereit in Abschn. 2 dargestellt, nur eine technologische aber keine wahre mechanische Eigenschaft darstellt, erscheinen gesicherte Aussagen zur Bauwerkszugfestigkeit im jungen Betonalter mit Hilfe der Spaltzugfestigkeit fraglich.

Daher wurden bei allen nachfolgenden Zwangdehnversuchen sowohl Bohrproben für die Spaltzugfestigkeit als auch für die zentrische Zugfestigkeit entnommen. Die Ergebnisse der Bauteilversuche bestätigten die Richtigkeit dieser Entscheidung.

4.4 Alters- und hydratationsgradabhängige Werkstoffeigenschaften

4.4.1 Druckfestigkeitsentwicklung

4.4.1.1 28-Tage-Festigkeiten

Die Druckfestigkeitsentwicklung des Betons B 35 (Betonsorte 62433) wurde sowohl an Würfelproben 15/15/15 cm als auch an Zylinderproben 8/16 cm untersucht. Die mittleren 28-Tage-Festigkeiten aller Versuche sind in den Tabellen 4.1 und 4.2 zusammengestellt. Wegen der 28tägigen Wasserlagerung der Probewürfel ist eine Umrechnung auf 20iger Würfel nicht erforderlich. Es ist ersichtlich, daß die Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen zwischen 41,6 N/mm² und 52,0 N/mm² variiert, der Mittelwert aus allen Versuchen beträgt 47,4 N/mm². Die Ergebnisse zeigen, daß die verwendete Betonrezeptur die angestrebte Druckfestigkeit eines Betons der Festigkeitsklasse B 35 sicher erzielt. Trotz Verwendung eines HOZ 35 L NWHS wird Serienfestigkeit eines B 35 nach 28 Tagen erheblich überschritten. Die Würfeldruckfestigkeit beim Versuch EP nach 56 Tagen, ein Prüfzeitpunkt, der bei langsam erhärtenden Zementen häufig als zweckmäßig angesehen wird, ließe eine Einordnung nach DIN 1045 in die Festigkeitsklasse B 45 zu. Diese Einschätzung läßt sich auch anhand von Bauwerksuntersuchungen mit der gleichen Betonrezeptur bestätigen.

Tabelle 4.1: Ergebnisse der Begleitkörperuntersuchungen zu den Bauteilver-suchen, Lagerung bei 20 °C; Mittelwerte

Versuch	Prüfalter [d]	Zylinder- druckf. [N/mm ²]	Würfel- druckf. [N/mm ²]	Druck E-Modul [N/mm ²]	Spaltzug [N/mm ²]	zentr. Zug [N/mm ²]
ZDV 1	28	35,63	41,60	31 900	3,74	2,61
ZDV 2	28	45,87	49,77	-	4,20	2,73
ZDV 3	28	40,02	47,57	-	4,17	2,37
ZDV 4	28	47,48	50,30	-	4,71	2,93
VV02	28	39,82	44,10	32 100	-	-

Es handelt sich um einen Beton, der hinsichtlich seiner Druckfestigkeit an der Grenze zwischen einem B 35 und einem B 45 anzusiedeln ist. Dies ist vorrangig auf den Zementgehalt von 390 kg/m³ und auf den w/z-Wert von 0,47 zurückzuführen.

Tabelle 4.2: Ergebnisse der Begleitkörper zu den Laborversuchen, Lagerung bei 20 °C; Mittelwerte

Versuch	Prüfalter [d]	Zylinder- druckf. [N/mm ²]	Würfel- druckf. [N/mm ²]	Druck- E-Modul [N/mm ²]	Spaltzug- festigkeit [N/mm ²]	zentr. Zug- festigkeit [N/mm ²]
EP <i>z = 370 kg</i>	3	10,7	9,8	-	1,83	1,62
	7	23,5	23,6	-	3,32	2,29
	28	40,2	45,9	35 800	3,98	2,61
	56	-	54,2	-	-	-
ZK01 <i>z = 330 kg</i>	2	5,7	-	-	-	0,73
	3	8,4	-	-	-	0,99
	7	19,3	24,0	-	-	1,62
	28	18,3	-	-	-	2,76
ZK02 <i>z = 350 kg</i>	2	8,4	-	-	-	0,94
	3	14,2	-	-	-	1,39
	7	27,6	29,0	-	-	2,27
	28	47,2	52,0	-	-	2,97
ZR01 <i>z = 390 kg</i>	7	22,1	24,2	-	-	-
	28	45,3	50,1	-	-	2,81
ZR02 <i>z = 350 kg</i>	7	23,0	22,2	-	-	-
	28	45,9	48,5	-	-	2,54

Nach den Bestimmungen des EC2 /17/ bzw. ENV 206 /16/ ist der Versuchsbeton aufgrund der Zylinderdruckfestigkeiten je nach Versuch in die Festigkeitsklassen C 30/37 und C 40/50 einzustufen, wobei die Häufigkeit der Einordnung in die letztgenannte Festigkeitsklasse überwiegt.

4.4.1.2 Verhältnis Zylinderdruckfestigkeit zur Würfeldruckfestigkeit

Zur Untersuchung von Verdichtungseinflüssen und um eine Relation zwischen der Würfeldruckfestigkeit nach DIN 1045 und den zylinderförmigen Bauwerksproben herzustellen, war es erforderlich das Verhältnis zwischen der Zylinder- und der Würfeldruckfestigkeit zu untersuchen. Die Untersuchung erfolgte an Laborproben, die unter isothermischen Bedingungen (20 °C) erhärteten. die Tabellen 4.1, 4.2 zeigen die Zusammenstellung der Ergebnisse.

Nach DIN 1045, 7.4.3.5.3 läßt sich zwischen der Würfeldruckfestigkeit $\beta_{W 15}$ und der Zylinderdruckfestigkeit $\beta_{C 15/30}$ folgende Beziehung herleiten

$$\beta_{C 15/30} = \frac{0,95 \cdot \beta_{W 15}}{1,18} \quad (4.10)$$

Dieser Zusammenhang ergibt sich einerseits aus der Umrechnung des Größeneinflusses von Würfelproben mit 15 cm Kantenlänge auf 20 cm Kantenlänge

$$\beta_{W 20} = 0,95 \cdot \beta_{W 15} \quad (4.11)$$

und andererseits aus dem Verhältnis zwischen der Zylinderdruckfestigkeit $\beta_{C 15/30}$ ($d/h = 15/30$ cm) und der Würfeldruckfestigkeit $\beta_{W 20}$

$$\beta_{W 20} = 1,18 \cdot \beta_{C 15/30} \quad (4.12)$$

Berücksichtigt man jedoch, das die Würfelproben mit 15 cm Kantenlänge bis zum jeweiligen Prüftermin unter Wasser lagerten und somit keinen Austrocknungs- bzw. Schwindeinflüssen ausgesetzt waren, dann lassen sich die Würfeldruckfestigkeiten nach Tab. 4.1, 4.2 mit der Druckfestigkeit von 20-cm-Würfeln nach DIN 1045 bzw. DIN 1048 gleichsetzen

$$\beta_{W 15} \approx \beta_{W 20} \quad (4.13)$$

Somit besteht zwischen der Würfeldruckfestigkeit $\beta_{W 15}$ und der Zylinderdruckfestigkeit $\beta_{C 15/30}$ folgender Zusammenhang

$$\beta_{C 15/30} = \frac{\beta_{W 15}}{1,18} \approx 0,85 \cdot \beta_{W 15} \quad (4.14)$$

Für den direkten Vergleich der Verhältnisswerte der Tab. 4.1, 4.2 mit Angaben Vorschriften und Literatur ist noch eine weitere Umrechnung erforderlich. Die Zylinderdruckfestigkeiten der Tab. 4.1, 4.2 beruhen auf Ergebnissen, die an Proben mit den Abmessungen $b/h = 8/16$ cm erzielt wurden. Die DIN 1045 berücksichtigt aber lediglich Zylinderproben der Größe $b/h = 15/30$ cm. Lewandowski /42/ macht für die Umrechnung von Bohrproben mit 10 cm Durchmesser auf Bohrproben mit 15 cm Durchmesser folgenden Vorschlag

$$\beta_{C\ 10} \approx 1,05 \cdot \beta_{C\ 15} \quad (4.15)$$

Dieser Wert deckt sich mit Untersuchungsergebnissen von Henzel/Freitag /27/

$$\beta_{C\ 10} \approx (1,04 - 1,06) \cdot \beta_{C\ 15}$$

und Angaben in der DV 824 der Deutschen Bundesbahn /9/

$$\beta_{C\ 10} \approx 1,04 \cdot \beta_{C\ 15}$$

Nimmt man den Umrechnungsfaktor nach Gl. (4.15) bei gleicher Schlankheit auch für Zylinderproben mit einem Durchmesser von 8 cm an, so erhält man mit Gl. (4.14) folgende Beziehung für die Umrechnung der Würfeldruckfestigkeit $\beta_{W\ 15}$ auf die Zylinderdruckfestigkeit $\beta_{C\ 8/16}$

$$\beta_{C\ 8/16} = 0,89 \cdot \beta_{W\ 15} \quad (4.16)$$

Der Vergleich der Gl. (4.16) mit den Werten der Tabellen 4.1 und 4.2 zeigt für die 28-Tage-Druckfestigkeiten eine gute Übereinstimmung.

4.4.1.3 Altersabhängige Entwicklung der Druckfestigkeit

Abb. 4.10 zeigt die Entwicklung der Würfeldruckfestigkeit der Zwangdehnversuche ZDV1 bis ZDV4 in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter. Die aufgetragenen Versuchsergebnisse stellen jeweils den Mittelwert aus einer Serie von 3 Probewürfeln dar. Eine Ausnahme bilden die 28-Tage-Werte, die aus einer Serie von 6 Probekörpern ermittelt wurden. Die Prüfzeitpunkte korrespondieren mit den Zeitpunkten der Zwanggrößbildung in den Bauteilversuchen.

Zwischen der Festigkeitsentwicklung der Versuche ZDV2 bis ZDV4 bestehen nur geringe Unterschiede, während die Druckfestigkeit im Versuch ZDV1 zu allen

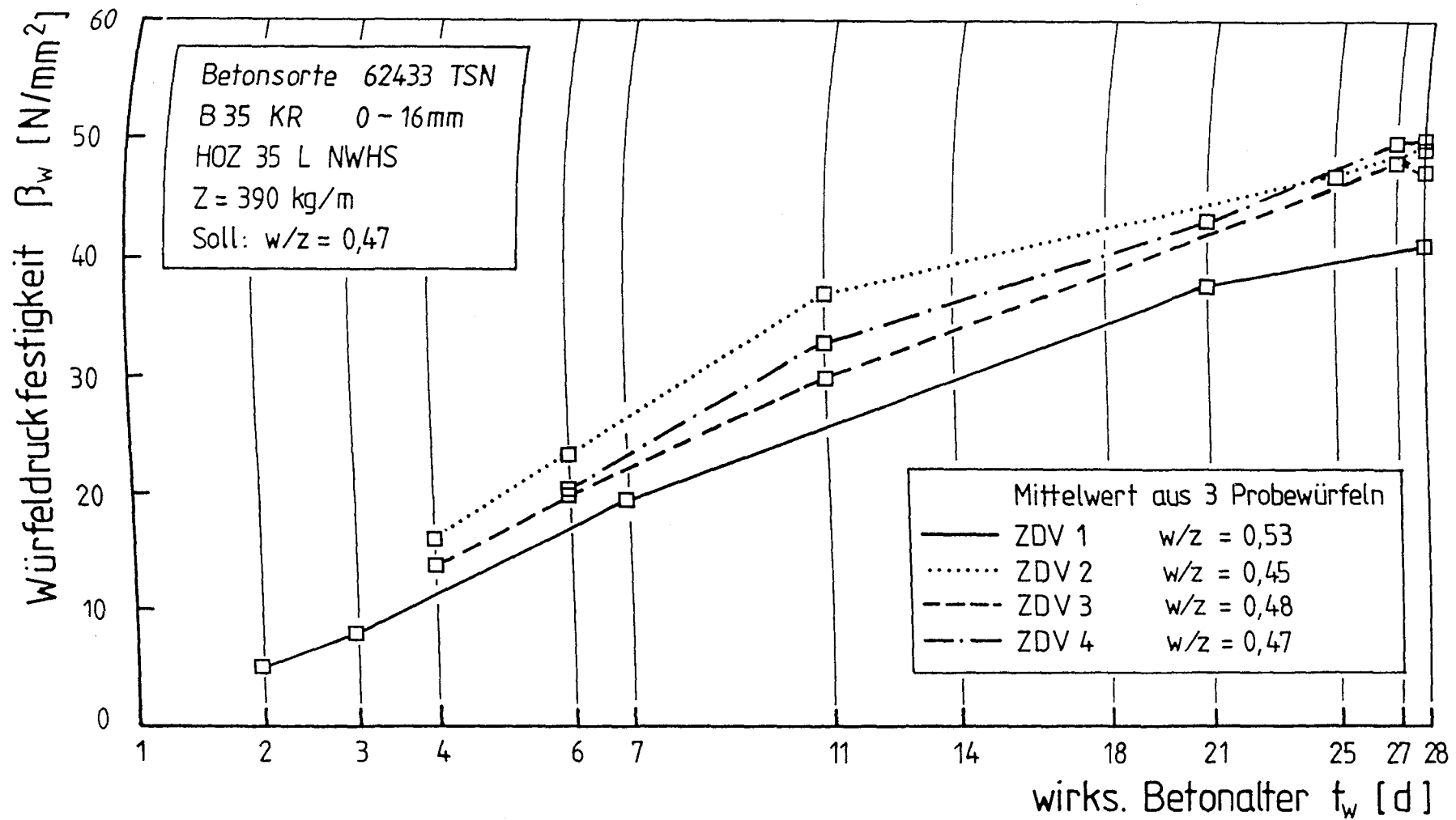


Abb. 4.10: Würfeldruckfestigkeit der Bauteilversuche ZDV1 bis ZDV4 in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter

Prüfzeitpunkten erheblich kleinere Werte aufweist. Als eine der möglichen Ursachen muß der Wasserzementwert von 0,53 angesehen werden, der etwa 13 % höher lag als der Soll-Wert.

Verglichen mit einem Beton auf Portlandzementbasis zeigt der Versuchsbeton bei der Druckfestigkeitsentwicklung einen eher flachen Kurvenverlauf. Noch deutlicher wird dies, wenn die altersabhängigen Druckfestigkeiten auf den jeweiligen 28-Tage-Wert bezogen werden. In Abb. 4.11 ist die altersabhängige Entwicklung der bezogenen Druckfestigkeit der Versuche ZDV1 bis ZDV4 und VV02 im Vergleich zu den k_t -Beiwerten nach Rüschi/Jungwirth /67/ dargestellt. Die Betonrezeptur 62433 zeichnet sich durch eine geringe Anfangserhärtung aus. Die bezogene Druckfestigkeit der ersten 7 Tagen beträgt i.M. nur etwa 60 bis 70 Prozent der k_t -Werte, die in /67/ für einen Beton mit einem Zement Z 35 L (vergl. gestrichelte Linie in Abb. 4.11) angegeben werden und ist vermutlich auf die Verwendung eines Hochofenzementes mit niedriger Wärmetönung zurückzuführen.

Ein ähnliches Bild ergibt sich für die zeitliche Entwicklung der Zylinderdruckfestigkeit (vergl. Abb. 4.12). Die Versuchsergebnisse liefern ebenfalls kleinere k_t -Werte als nach /67/, jedoch ist die Differenz geringer als bei der Würfel Druckfestigkeit. Der Unterschied resultiert aus einem nichtlinearen Zusammenhang zwischen der Zylinder- und der Würfel Druckfestigkeit im jungen Betonalter. Wie in Abb. 4.13 zu erkennen ist, nimmt das Verhältnis β_c/β_w mit zunehmenden Betonalter ab. Im Gegensatz zu den bekannten Beziehungen für 28 Tage alten Beton liegt die Zylinderdruckfestigkeit im jungen Alter deutlich höher als die Würfel Druckfestigkeit.

Die dargestellten Versuchsergebnisse lassen sich mit folgendem empirischen Ansatz beschreiben

$$\frac{\beta_c(t_w)}{\beta_w(t_w)} = a \cdot \left[\frac{1}{t_w} \right]^b \quad (4.17)$$

wobei das wirksame Betonalter in [d] einzusetzen ist. Für die freien Parameter a und b wurden folgende Werte ermittelt

$$a = 1,3$$

$$b = 0,11$$

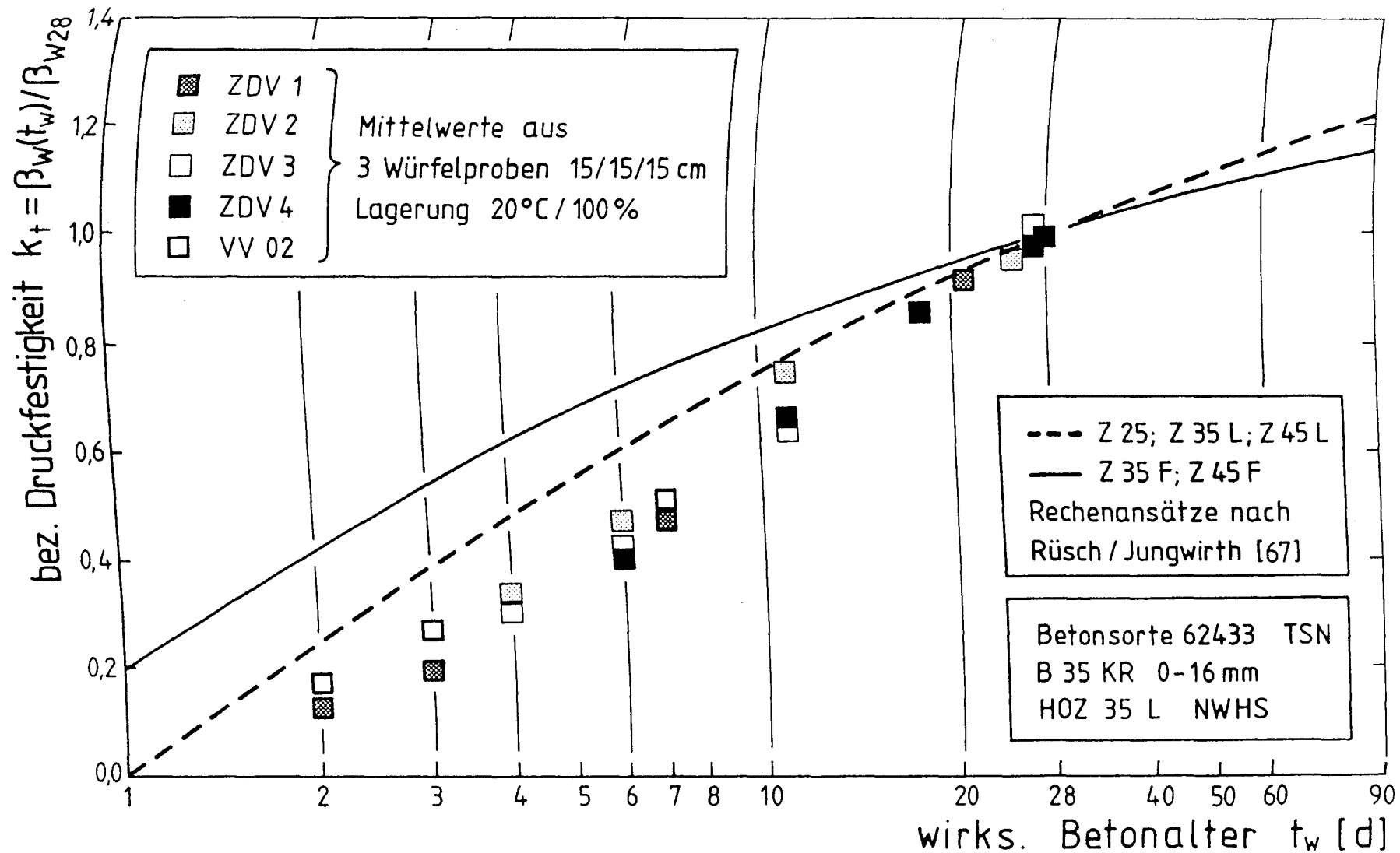


Abb. 4.11: Bezogene Würfeldruckfestigkeit in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter

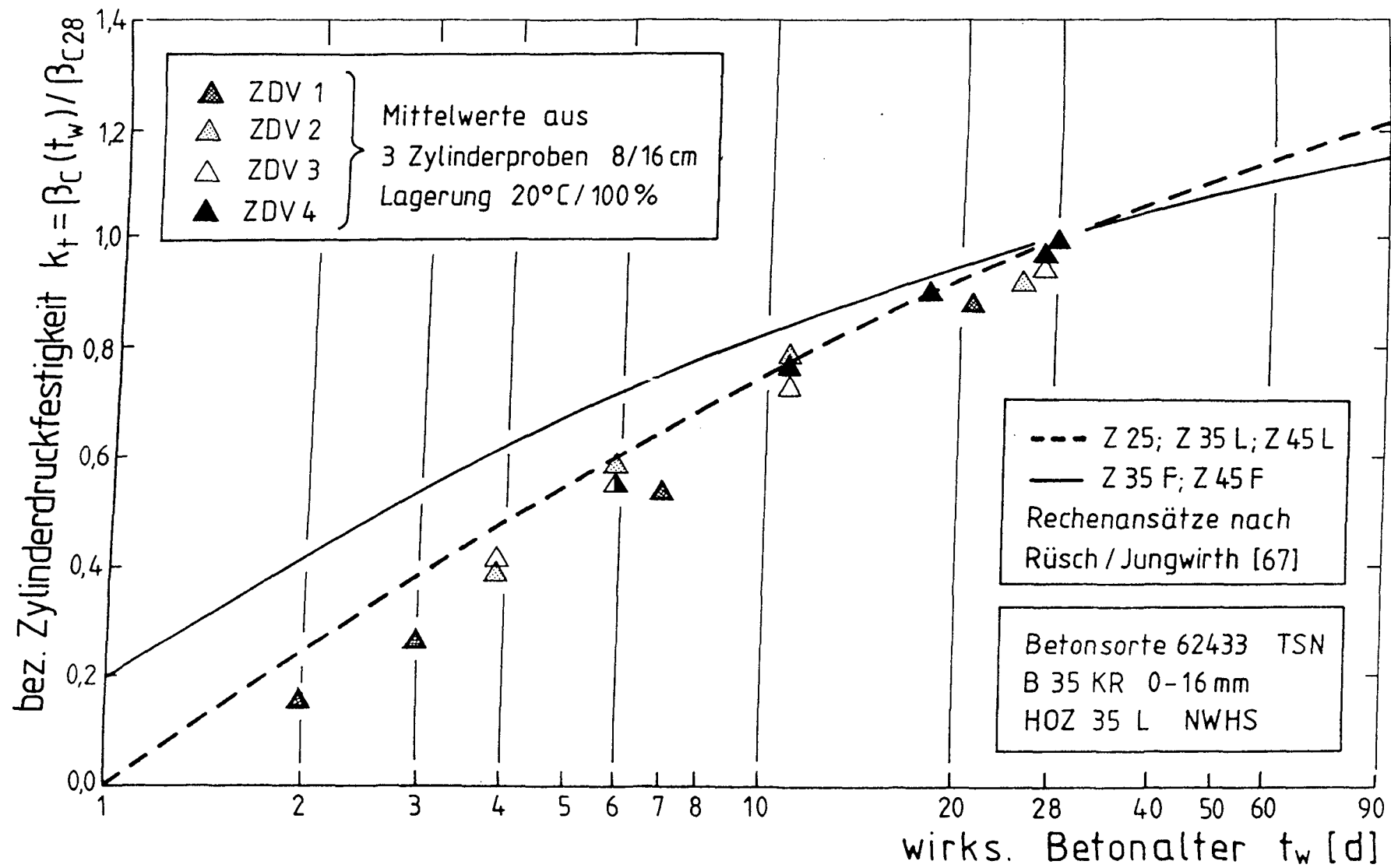


Abb. 4.12: Bezogene Zylinderdruckfestigkeit in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter

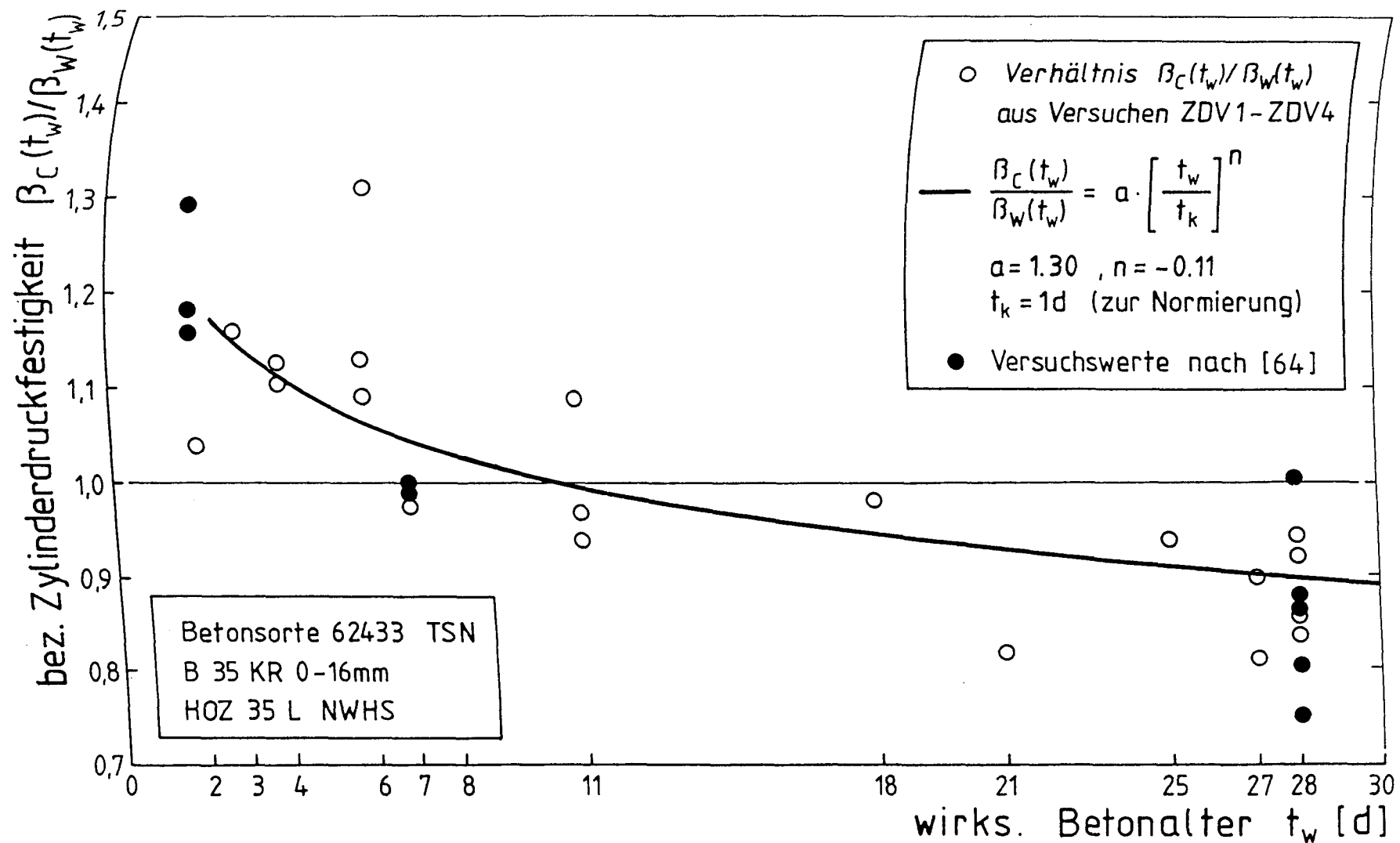


Abb. 4.13: Verhältnis der Zylinderdruckfestigkeit zur Würfeldruckfestigkeit in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter, Versuchswerte und Rechenansatz

Im Betonalter von 28 Tagen folgt aus Gl. (4.17) ein Wert von 0,9 und entspricht damit dem Verhältnis in Gl. (4.16).

Untersuchungen von Rostásy/Ranisch bestätigen die vorliegenden Versuchsergebnisse. In /64/ wurden im sehr jungen Alter (2 Tage) im Vergleich zur Würfel-druckfestigkeit generell höhere Zylinderdruckfestigkeiten gemessen. Mit zunehmendem Betonalter ergaben sich Verhältniswerte β_c/β_w kleiner als 1, sie lagen jedoch auch weiterhin deutlich über dem Erwartungswert von 0,85, der sich aus der DIN 1048 /11/ für Baustellenverhältnisse ergibt. In /64/ wird dieses Ergebnis auf die sorgfältigere Verdichtung der Laborwände zurückgeführt. In Abb. 4.13 wurden die Versuchsergebnisse aus /64/ übernommen.

4.4.2 Zugfestigkeitsentwicklung

4.4.2.1 Laborzugfestigkeit und c-Werte

Nach Heilmann /24/ kann die Laborzugfestigkeit mit Gl. (2.1) aus den Ergebnissen der Druckfestigkeitsprüfungen bestimmt werden. Bei einer mittleren Würfel-druckfestigkeit von 47,4 N/mm² (vergl. Abschn. 4.4.1.1) ist für den Versuchsbeton nach 28 Tagen eine Laborzugfestigkeit von 3,16 N/mm² zu erwarten.

Die Tabellen 4.1 und 4.2 geben eine Übersicht über die 28-Tage-Zugfestigkeiten aller Versuche. In Abb. 4.14a ist die Abhängigkeit zwischen der zentrischen Zugfestigkeit und der Würfel-druckfestigkeit nach Heilmann/Rüsch dargestellt. Obwohl die gesondert hergestellten Versuchskörper bis zum Prüftermin in der Schalung unter isothermischen Bedingungen (20 °C) lagerten, fiel die Zugfestigkeit z.T. erheblich geringer aus als nach Gl. (2.1). Wie sich erst während der Durchführung der Zwangdehnversuche herausstellte, lag dies an dem Einfluß der Betonierrichtung. Sofern Betonier- und Prüfrichtung der Zugproben identisch waren, führte dies zu einer Reduzierung der Zugfestigkeit gegenüber jener senkrecht zur Betonierrichtung geprüfter Zugproben. Dieser festigkeits-reduzierende Einfluß konnte erst im direkten Vergleich mit Versuchskörpern, die normal zur Betonierrichtung geprüft wurden, ermittelt werden. Hierauf wird in einem späteren Abschnitt noch näher eingegangen.

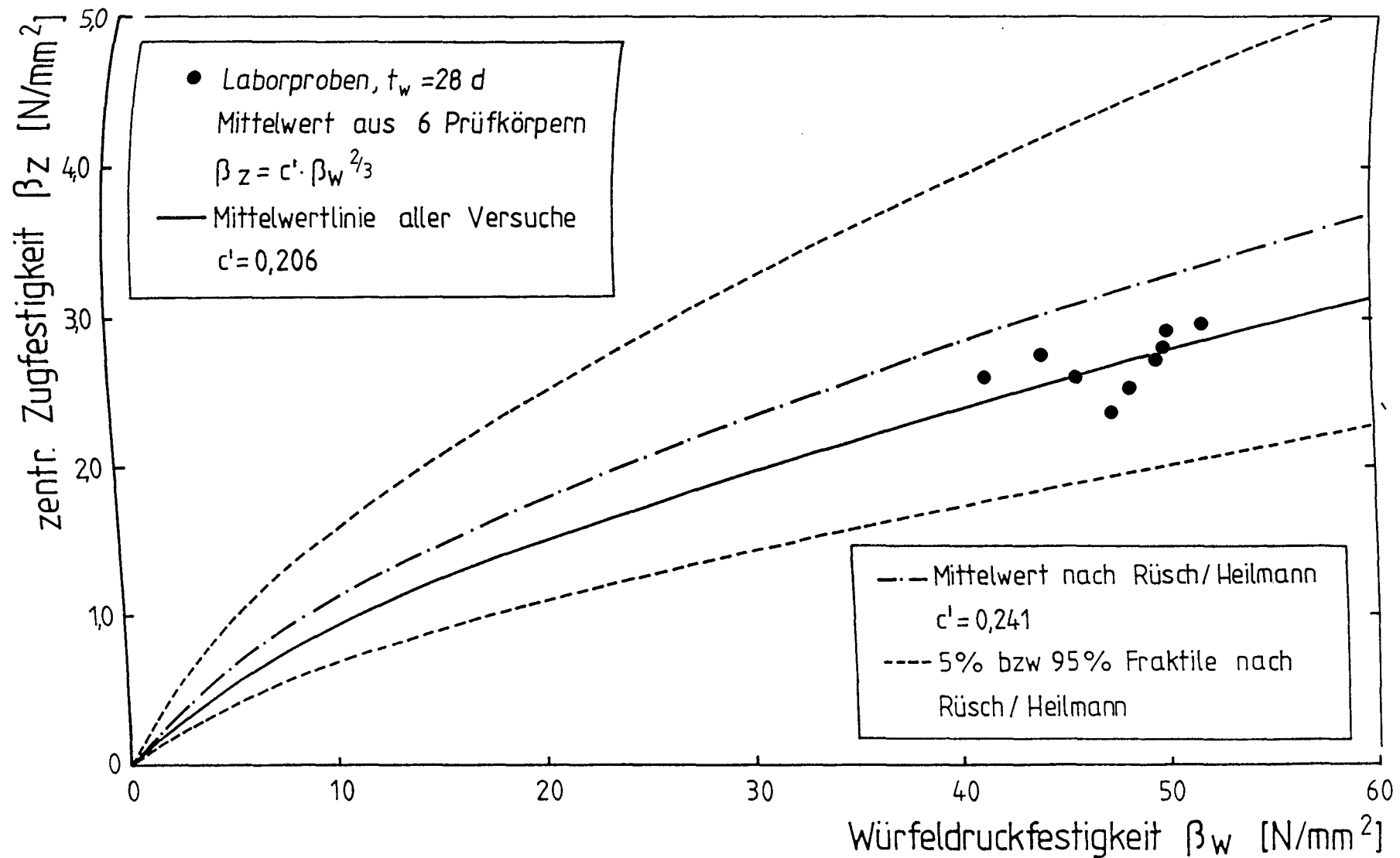


Abb. 4.14a: Ermittelter c' -Wert für die zentrische Zugfestigkeit im Alter von 28 Tagen, Laborproben

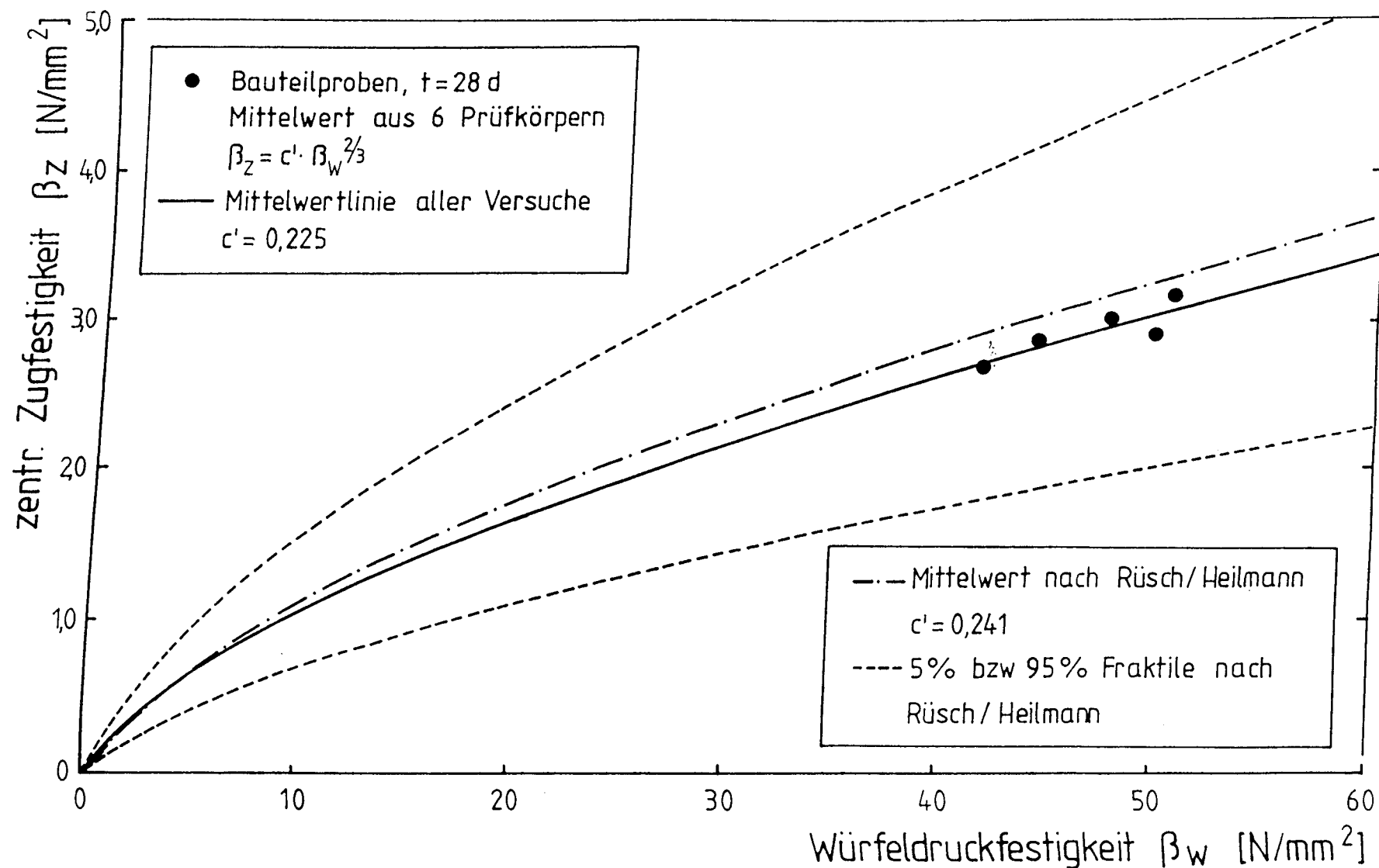


Abb. 4.14b: Ermittelter c' -Wert für die zentrische Zugfestigkeit im Alter von 28 Tagen, Bauteilproben Nebenkörper

Somit können die Zugfestigkeiten der in Schalung hergestellten Laborproben jeweils nur in Relation zueinander betrachtet werden, sie geben jedoch keinen Anhaltspunkt über die absolute Zugfestigkeit im Bauteil, denn dort vollzieht sich die Beanspruchung in der Regel normal zur Betonierichtung.

Ein ähnlicher Zusammenhang wurde in /64/ festgestellt. Auch dort ergaben sich für die gesondert hergestellten Proben deutlich geringere c -Werte als für gebohrte Zugproben bzw. als nach Heilmann/Rüsch.

Höhere c -Werte liefern die Ergebnisse der Bauteilproben. In Abb. 4.14b sind die 28-Tage-Zugfestigkeiten der Bohrproben der Versuche ZDV1 bis ZDV4 (unbelasteter Nebenkörper) und VV02 dargestellt. Die Mittelwertlinie liegt geringfügig unterhalb der mittleren Kurve für die Laborzugfestigkeit nach Heilmann. Berücksichtigt man jedoch, daß sich die geringere Verdichtung des Bauwerksbetons festigkeitsmindernd auswirkt (vergl. Abschn. 4.6.1), so ist von einer guten Übereinstimmung auszugehen.

4.4.2.2 Altersabhängige Entwicklung der Zugfestigkeit

Wie bereits in Abschn. 2 erwähnt, konnten im Gegensatz zur Druckfestigkeitsentwicklung /67/ bisher keine gesicherte Erkenntnisse über den zeitlichen Verlauf der Zugfestigkeit im jungen Betonalter gewonnen werden. Zwar wurden vereinzelt Untersuchungen durchgeführt /34,37,64/, jedoch ist ein Vergleich der Ergebnisse wegen der unterschiedlichen Prüfmethoden und Randbedingungen schwierig.

Daher wird in vielen Fällen auf die k_t -Altersfunktion von Rüsch/ Jungwirth /67/ zurückgegriffen. Auch die in Heft 400 angegebenen $k_{z,t}$ -Werte für die Berechnung der maßgebenden Betonzugfestigkeit sind mit den Werten der k_t -Funktion nahezu identisch (vergl. Abb. 2.9.). Geht man jedoch davon aus, daß die Entwicklung der Zugfestigkeit im wesentlichen durch die gleichen Faktoren beeinflusst wird wie die Druckfestigkeit, dann müßte entsprechend Gl. (2.5) strenggenommen zwischen beiden Altersfunktionen ein nichtlinearer Zusammenhang bestehen.

Bezieht man die Versuchsergebnisse aus den Zugversuchen, analog zu der Vorgehensweise bei der Druckfestigkeit, auf die Zugfestigkeit nach 28 Tagen, so

erhält man eine Altersfunktion für die einaxiale zentrische Zugfestigkeit. Für die unter 20 °C erhärtenden Laborzugproben der Versuche ZDV1 bis ZDV4 ist die Festigkeitsentwicklung in Abb. 4.15 dargestellt. Im Vergleich zur Druckfestigkeit (Abb. 4.11) ist bereits ein deutlicher Unterschied in der zeitlichen Entwicklung erkennbar. Bei den Versuchsergebnissen muß jedoch berücksichtigt werden, daß entsprechend den Ausführungen in Abschnitt 4.4.1.1 die gesondert hergestellten Laborproben in Betonierrichtung geprüft wurden und deren reduzierte Festigkeitsentwicklung nicht ohne weiteres auf Bauwerksverhältnisse zu übertragen sind.

Ein besseres Bild liefern die Ergebnisse der Bohrkernuntersuchungen. Abb. 4.16 zeigt die altersabhängige Zugfestigkeitsentwicklung der unbelasteten Nebenkörper aus den Bauteilversuchen ZDV1 bis ZDV4. Die einzelnen Meßergebnisse stellen die mittlere Zugfestigkeit, ermittelt aus jeweils 15 Bohrkernen, über den Bauteilquerschnitt dar. Zum Vergleich mit isothermisch gelagerten Versuchskörpern und mit den angegebenen k_t - bzw. $k_{z,t}$ -Funktionen wurden die Ergebnisse mit der Reifeformel nach Arrhenius/Freiesleben Gl. (4.7) auf ein mittleres wirksames Betonalter umgerechnet. Als Bezugsgröße der 28-Tage-Festigkeit wurden Versuchskörper zugrunde gelegt, deren wirksames Alter je nach Temperaturgeschichte zwischen 26 und 30 Tagen variierte.

Die Zugfestigkeitswerte weisen gegenüber der Druckfestigkeitsentwicklung in Abb. 4.11 einen völlig anderen Kurvenverlauf auf. Die bezogenen Zugfestigkeiten liegen weit über den altersabhängigen Werten für Druck. Auch im Vergleich zur k_t -Altersfunktionen nach Rüschi/Jungwirth für einen Beton mit einem Z_{35L} (gestrichelte Linie) ergeben sich noch merkliche Unterschiede. Die Zugfestigkeit des Versuchsbetons nimmt in einem mittleren wirksamen Betonalter sehr viel stärker zu, als die $k_{z,t}$ -Werte nach Heft 400 DAfStb /69/ und die Würfeldruckfestigkeitsergebnisse erwarten lassen. Dieser Vergleich läßt den Schluß zu, daß zwischen der Entwicklung der Zug- und Druckfestigkeit im jungen Betonalter ein grundsätzlicher Unterschied besteht. Die Zugfestigkeit entwickelt sich sehr viel rascher als die Druckfestigkeit.

Für eine numerische Anwendung sind die Angaben für k_t nach Rüschi/Jungwirth oder auch $k_{z,t}$ -Werte nach Heft 400 DAfStb unbrauchbar. Daher greift man in solchen Fällen häufig auf empirische Ansätze zur Berechnung der Festigkeitsentwicklung zurück. Weber gibt in /73/ für die stetige Formulierung des altersabhängigen k_t -Beiwertes die Funktion

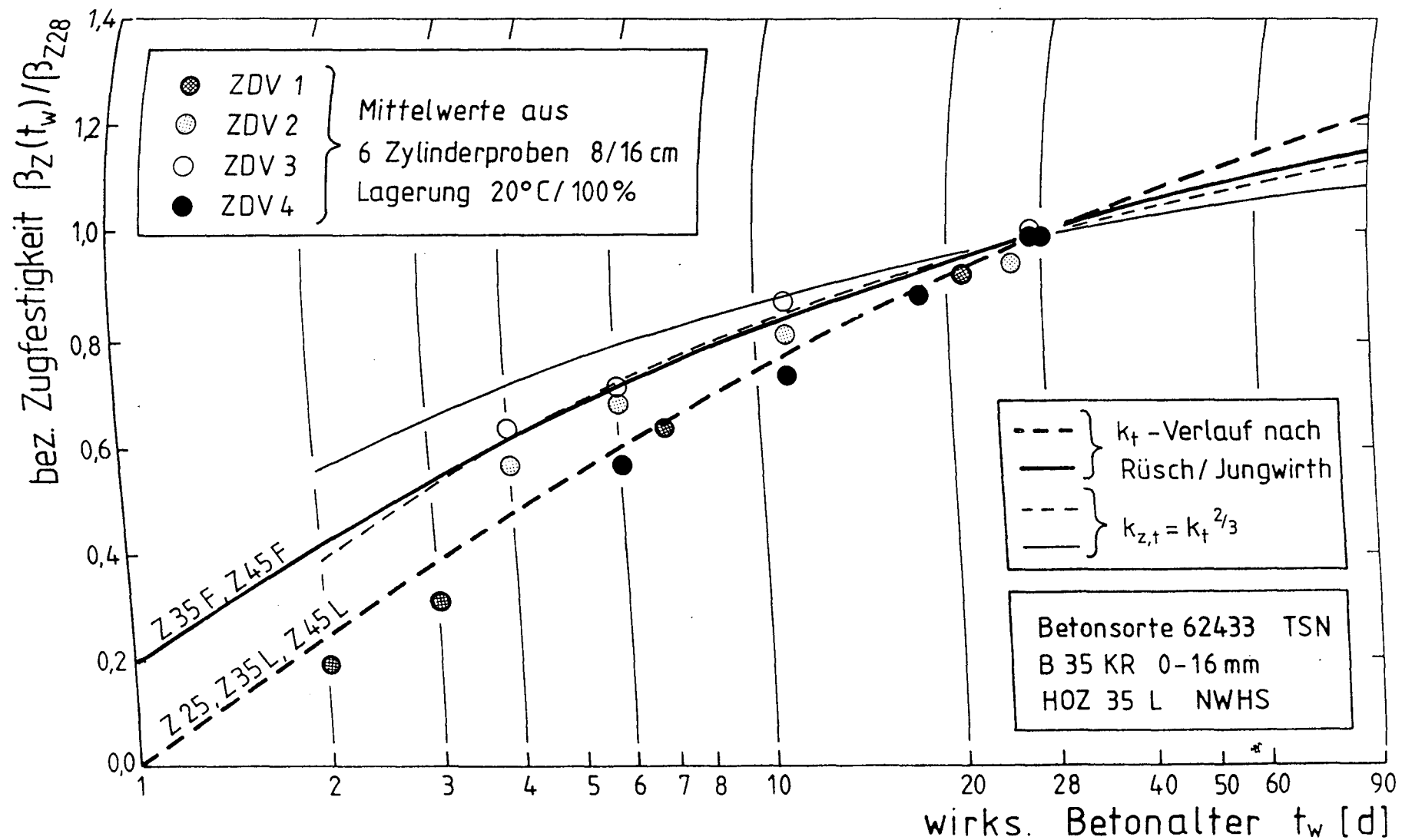


Abb. 4.15: Bezogene Zugfestigkeit der Laborprüfkörper in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter

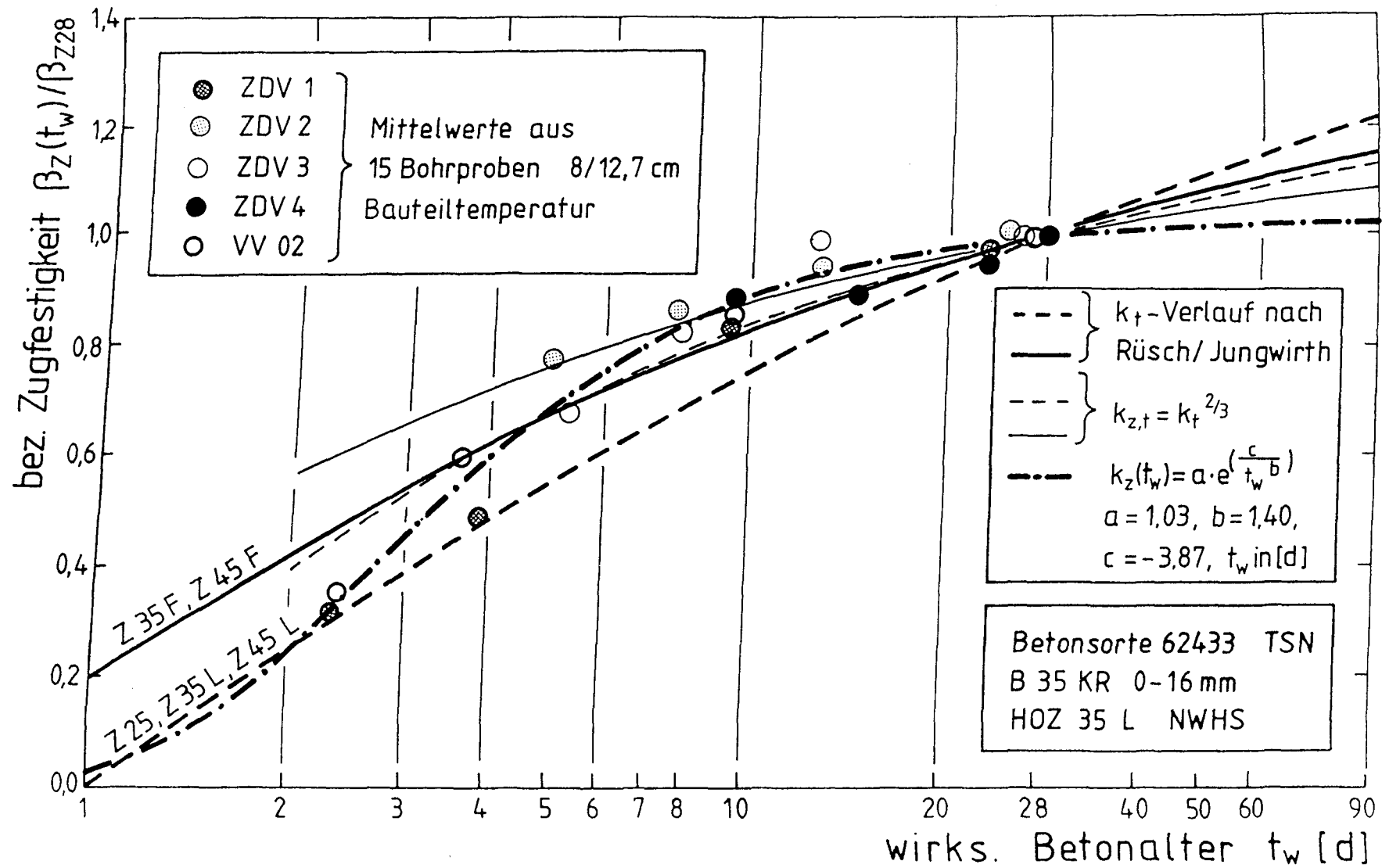


Abb. 4.16: Bezogene Zugfestigkeit der Bohrproben (NK) in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter, Vergleich von Versuch und Rechenansatz

$$k_t(t) = a \cdot \exp\left[\frac{c}{t^{0,55}}\right] \quad (4.18)$$

an. Die in /73/ angegebenen Parameter a und c sind zementspezifisch.

Dieser Ansatz läßt sich auch für die Beschreibung der Versuchswerte in Abb. 4.16 nutzen. Für eine bessere Anpassung wird auch der Exponent von t_w frei gewählt

$$k_{z,t}(t_w) = a \cdot \exp\left[\frac{c}{t_w^b}\right] \quad (4.19)$$

Der Kurvenverlauf und die versuchsspezifischen Freiwerte sind in Abb. 4.16 angegeben. Die bezogenen Festigkeiten lassen sich damit erheblich besser beschreiben als mit den bekannten k_t - bzw. $k_{z,t}$ -Kurvenverläufen.

4.4.3 Spaltzugfestigkeitsentwicklung

4.4.3.1 28-Tage-Festigkeit der Laborproben

Analog zur zentrischen Zugfestigkeit wurden auch die Ergebnisse der Spaltzugprüfungen mit den c -Werten von Heilmann /24/ verglichen. Für die gesondert hergestellten Laborproben des Versuchs EP und der Bauteilversuche ZDV1 bis ZDV4 wurden erheblich höhere Spaltzugfestigkeiten gemessen. Die Versuchsergebnisse in Abb. 4.17 liegen weit oberhalb der Mittelwertlinie von Heilmann/Rüsch, jedoch innerhalb des 95%-Fraktile-Bereichs. Die Proben lagerten bis zum Prüfalter von 27 bzw. 28 Tagen in einem bei 20 °C temperierten Wasserbad und wurden wie die zentrischen Zugproben erst kurz vor Prüfbeginn ausgeschalt.

4.4.3.2 Altersabhängige Entwicklung der Spaltzugfestigkeit

Auch über die zeitliche Entwicklung der Spaltzugfestigkeit im jungen Alter ist bisher wenig bekannt. Zwar gibt es einige Untersuchungen /64/, jedoch führten sie bisher zu keinen gesicherten Erkenntnissen über die Altersabhängigkeit.

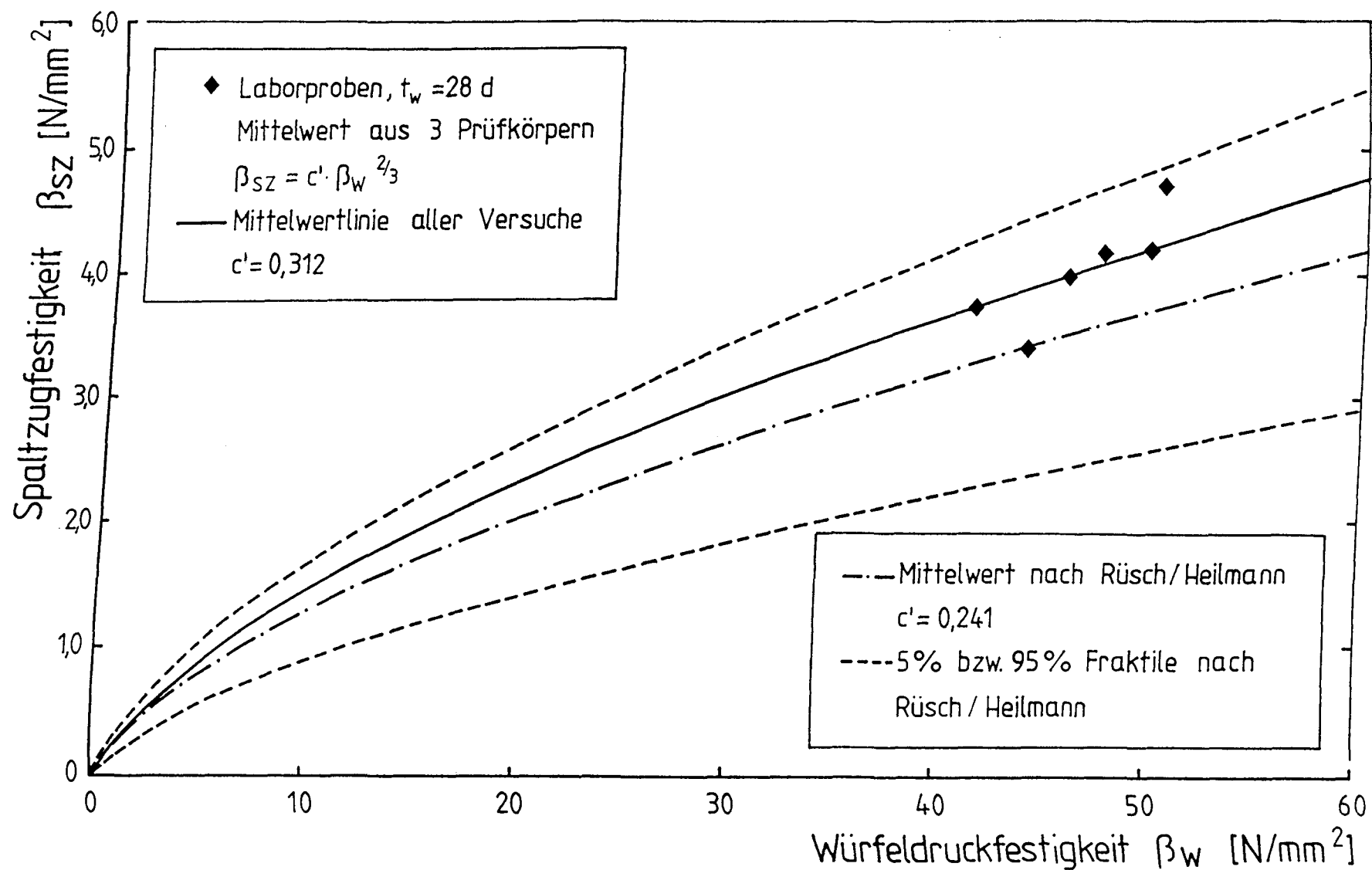


Abb. 4.17: Ermittelter c' -Wert für die Spaltzugfestigkeit im Alter von 28 Tagen, Laborproben

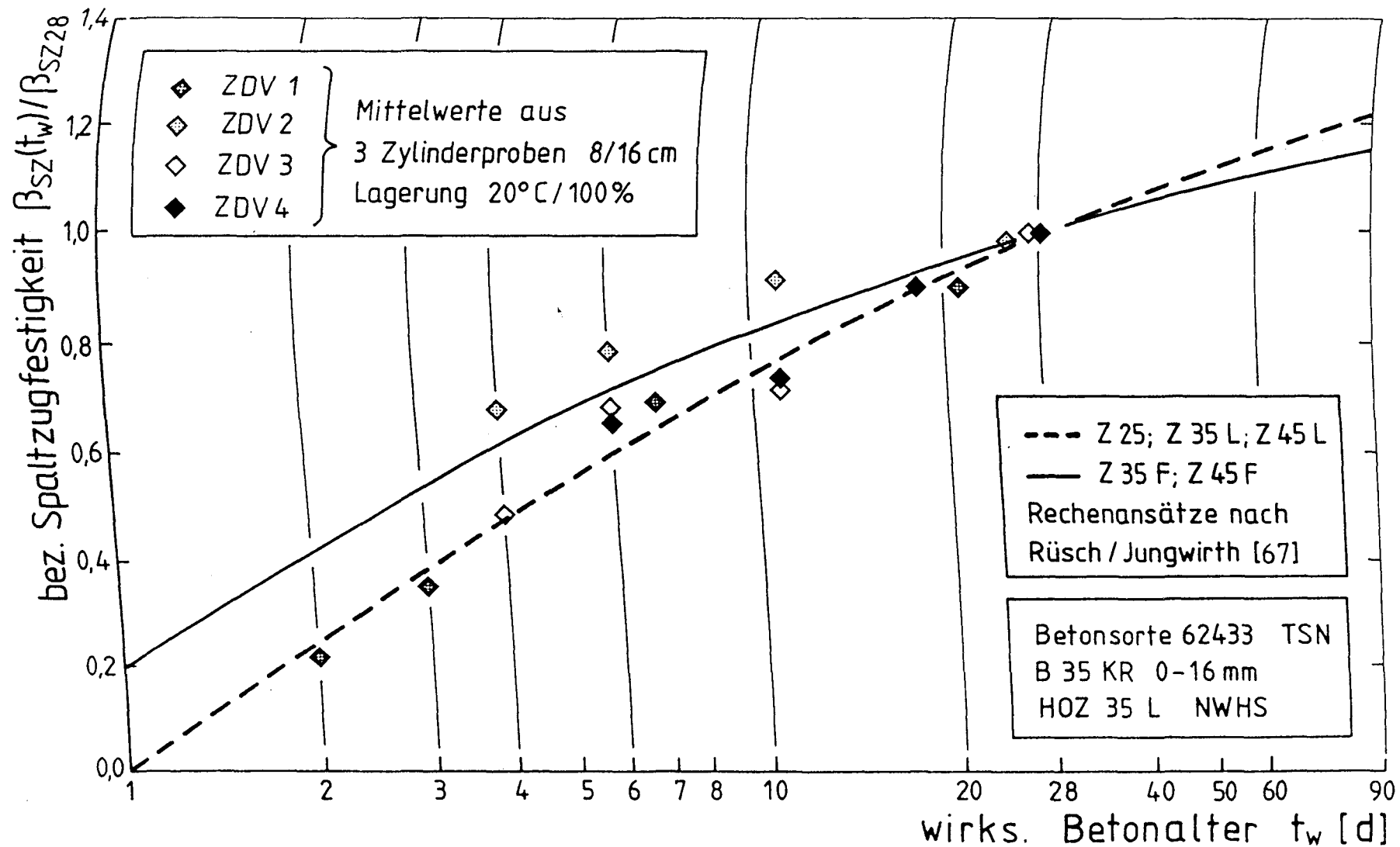


Abb. 4.18: Bezogene Spaltzugfestigkeit der Laborprüfkörper in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter

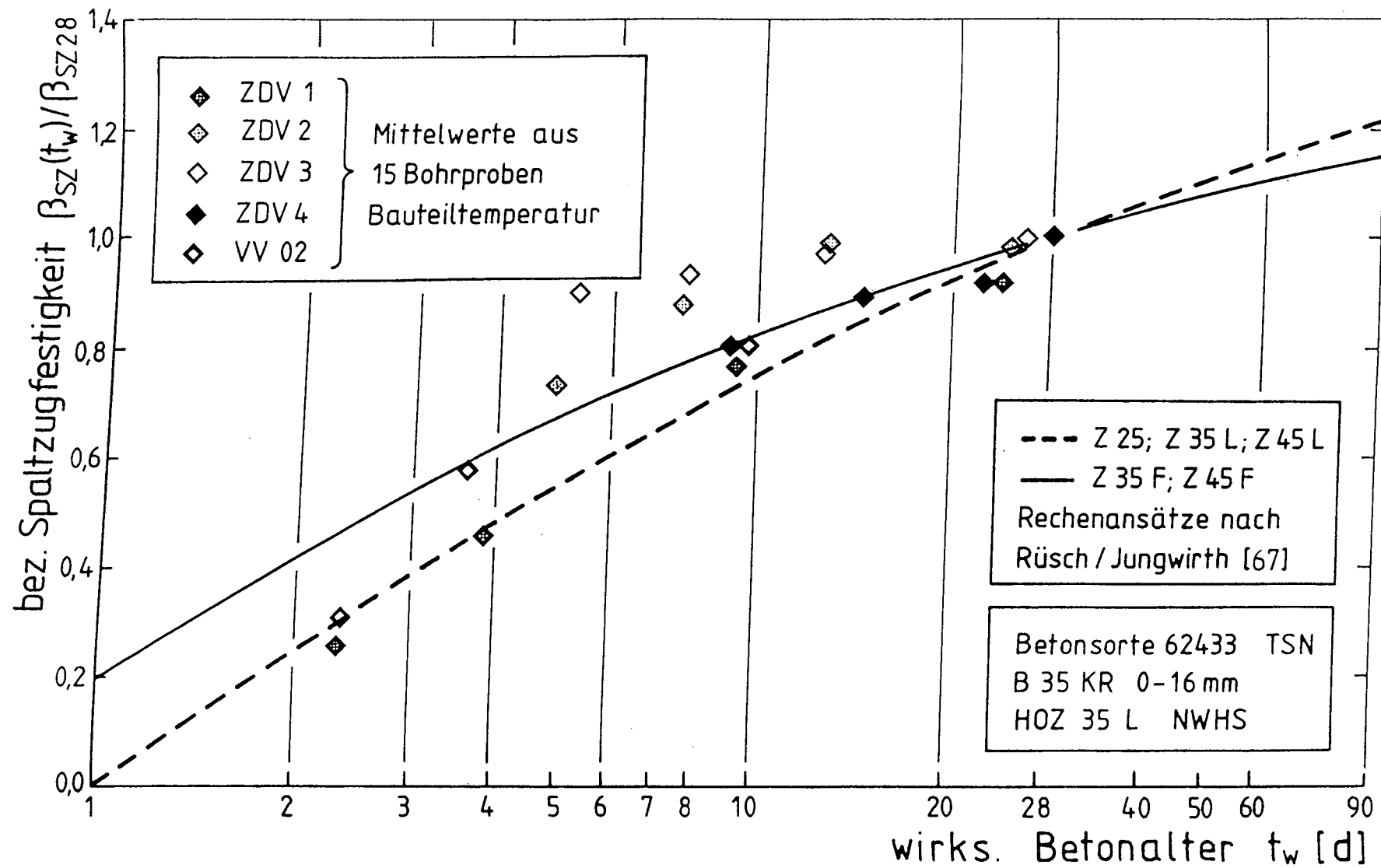


Abb. 4.19: Bezogene Spaltzugfestigkeit der Bohrproben in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter, unbelasteter Nebenkörper

Die Ergebnisse der Spaltzugfestigkeitsprüfungen wurden in gleicher Weise wie in Abschn. 4.4.1.2 und 4.4.2.2 als bezogene Größe altersabhängig dargestellt. Wie aus Abb. 4.18 und 4.19 ersichtlich, ergab sich sowohl für die isotherm gelagerten Probekörper als auch für die Bauteilproben ein ähnlicher Kurvenverlauf wie bei der Zugfestigkeit, jedoch sind die Unterschiede zwischen den einzelnen Versuchen bei der Spaltzugfestigkeit größer. Warum auch bei der Spaltzugfestigkeit ein signifikanter Unterschied zwischen den gesondert hergestellten Probekörpern und den aus dem Bauteil entnommenen Bohrproben besteht, konnte bisher nicht geklärt werden.

Da die Spaltzugfestigkeit nur als Hilfsgröße zur Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit dient und für eine numerische Berechnung nicht in Betracht kommt, wird auf eine analytische Beschreibung verzichtet.

4.4.4 Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls

4.4.4.1 28-Tage-Werte

Die Bestimmung des Zugelastizitätsmoduls erfolgte wegen des erhöhten versuchstechnischen Aufwands überwiegend an gesondert hergestellten Laborprüfkörpern. Das Prüfalter der Proben entsprach den Prüfzeitpunkten der Zwangdehnversuche (s. Abschn. 3.5).

Der Zugelastizitätsmodul E_z wurde als mittlerer Sekantenmodul zwischen $\sigma_z = 0,05 \beta_z$ und $\sigma_z = 0,5 \beta_z$ des Belastungsastes der Spannungs-Dehnungslinie ermittelt. Tabelle 4.3 enthält die Ergebnisse der 28-Tage-Prüfungen. Die Zahlenwerte entsprechen den Mittelwerten aus einer Serie von drei Zylinderproben. Zum Vergleich sind die Druckelastizitätsmodule (Sekantenmodule) für die Versuche EP, VV02 und ZDV1 nach DIN 1048 angegeben. Sie sind kleiner als die Rechenwerte nach DIN 1045 für einen Beton der Festigkeitsklasse B 35, liegen aber etwa in der gleichen Größenordnung wie die Zugelastizitätsmodule. Der in /57/ angegebene Zusammenhang zwischen dem Zug- und Druckelastizitätsmodul in der Form

$$E_{z,28} \approx 1,15 E_{0,28} \quad (4.20)$$

ließ sich anhand der vorliegenden Ergebnisse nicht nachweisen. Allerdings ist für einen sinnvollen Vergleich die Anzahl der Versuche zu gering.

Tabelle 4.3: Ergebnisse der Elastizitätsmodulprüfungen für Zug und Druck, 28-Tage-Werte

Versuch	E_z [N/mm ²]	E_D [N/mm ²]
VV02	-	35 300
ZDV 1	30 150	31 900
ZDV 2	30 810	-
ZDV 3	32 400	-
ZDV 4	35 067	-
EP	33 620	32 100

4.4.4.2 Altersabhängige Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls

Abb. 4.20 enthält die Entwicklung des bezogenen Zugelastizitätsmoduls über dem Betonalter. Es zeigt sich, daß die größte Steifigkeitszunahme in sehr jungem Alter erfolgt, während ab einem wirksamen Betonalter von 5 bis 6 Tagen der Zugelastizitätsmodul kaum noch anwächst. Laube hat in /62/ nachgewiesen, daß das Maximum der Zugsteifigkeitsentwicklung innerhalb der ersten 24 Stunden erreicht wird.

Weiterhin ist in Abb. 4.20 die rechnerische k_e - Funktion nach /67/ für einen Beton mit einem Zement 35 L dargestellt. Die k_e - Kurve wurde aus der bekannten k_t - Funktion für die Druckfestigkeitsentwicklung mit Hilfe der Gl. (2.9) ermittelt und beschreibt strenggenommen die Altersabhängigkeit des Druckelastizitätsmoduls. Große Unterschiede zu den Versuchswerten zeigen sich besonders im Anfangsbereich bis zu einem Alter von 5 Tagen. Hier wird die Steifigkeitsentwicklung von der Funktion überschätzt. Im späteren Alter nähern sich Versuchswerte und k_e - Linie an.

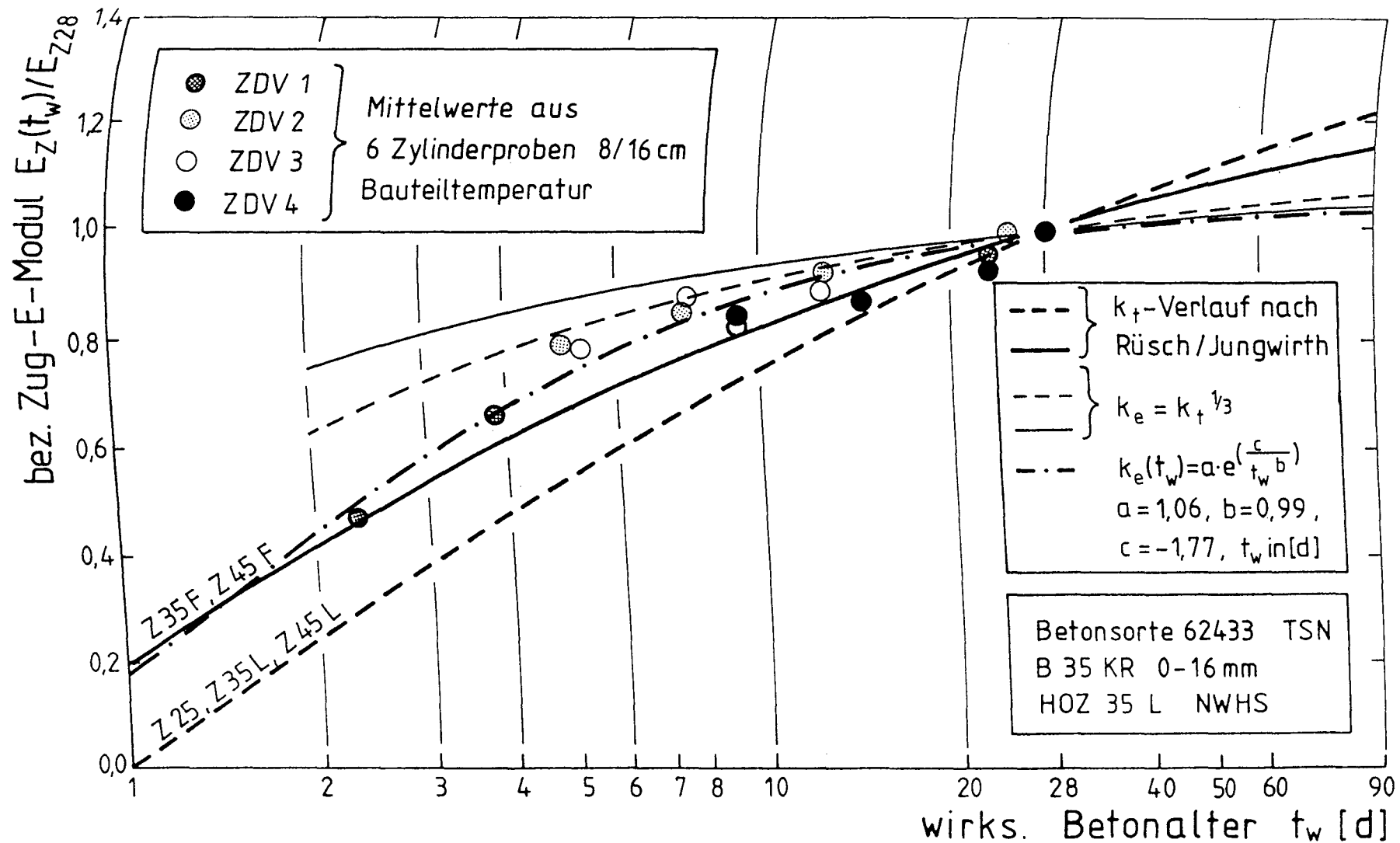


Abb. 4.20: Bezogener Zugelastizitätsmodul in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter, Laborproben

Auch die bezogenen Steifigkeitswerte $E_z(t)/E_{z,28}$ lassen sich mit der Beziehung nach Gl. (4.19) beschreiben. Die für den Versuchsbeton ermittelte Ansatzfunktion für $k_e(t_w)$ ist Abb. 4.20 dargestellt.

4.4.5 Hydratationsgradabhängige Werkstoffeigenschaften

4.4.5.1 Vorbemerkungen

Die vorangegangenen Abschnitte verdeutlichen, daß die mechanischen Eigenschaften des Betons in den ersten Tagen entscheidend vom Alter und von der Temperaturentwicklung abhängen. Laube beschreibt in /39/ die wesentlichen Werkstoffparameter als Funktion des Hydratationsgrades m . Die Beziehungen für die Werkstoffeigenschaften lassen sich dadurch zeit- und temperaturinvariant ausdrücken. Die infolge der erhöhten Temperatur entstehende Zeitverzerrung wird mit Hilfe der Beziehungen in Abschn. 4.1.2 erfaßt, wobei die verschiedenen Einflußgrößen aus der Betonzusammensetzung durch die adiabatische Temperaturmessung berücksichtigt werden.

4.4.5.2 Zugfestigkeitsentwicklung

Laube entwickelte in /39/ einen linearen Ansatz für die einaxiale Zugfestigkeit in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad (vergl. Abb. 2.5)

$$\beta_z(m) = A \cdot m(t_w) + B \quad (4.21)$$

Die Parameter A und B der Geradengleichung ermittelte er aus zentrischen Zugversuchen. Der Gültigkeitsbereich für m wurde zwischen 0,17 und 1,0 abgesteckt, wobei die untere Schranke das Ende der Ruhephase der Erhärtung kennzeichnet. Ab diesem Zeitpunkt, hier mit m_0 bezeichnet, werden erste Festkörpereigenschaften wirksam. Der Abszissenwert $m_0 = 0,17$ in Abb. 2.5 wurde für den von Laube verwendeten Versuchsbeton ermittelt und muß als zementspezifisch angesehen werden.

Durch Umformung der Gl. (4.21) mit Hilfe des Nulldurchgangs m_0 lassen sich die dimensionsbehafteten Parameter A und B eliminieren. Der Ansatz für die Zugfestigkeit wird in eine dimensionslose bezogene Form überführt

$$\hat{\beta}_z = \frac{\beta_z(m)}{\beta_{ze}} = \frac{m - m_0}{1 - m_0} \quad (4.22)$$

Als frei variierbare Parameter in der Gl. (4.22) verbleiben β_{Ze} und m_0 . Die Endzugfestigkeit β_{Ze} für $m = 1$ wird durch Extrapolation der Versuchswerte ermittelt und ist ein rein theoretischer Wert.

In der Abb. 4.21 sind exemplarisch die Ergebnisse der Zugversuche aus dem Bauteilversuch ZDV1 aufgetragen. Der lineare Zusammenhang zwischen der Zugfestigkeit und dem Hydratationsgrad ist deutlich erkennbar. Die Ansatzfunktion für den Versuchsbeton in Abb. 4.21 wurde durch die Regression der Versuchswerte bestimmt, der Anfangswert $m_0 = 0,35$ ergab sich als Mittelwert aus allen Versuchen, wobei dieser zwischen 0,315 und 0,38 variierte.

4.4.5.3 Druckfestigkeitsentwicklung

Obwohl für den Nachweis der Betondruckfestigkeit in der Regel Würfelproben benutzt werden, ist für die Festigkeitsentwicklung im Bauwerk die Prismen- oder Zylinderdruckfestigkeit entscheidend. Wie in /39/ gezeigt wurde, läßt sich auch die Zylinderdruckfestigkeit in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad formulieren. Dabei wird auf den Ansatz von Heilmann Gl. (2.1) zurückgegriffen

$$\beta_z = c \cdot \beta_w^{2/3} \quad (2.1)$$

Ersetzt man in Gl. (2.1) die Zugfestigkeit β_z durch die Beziehung $\beta_z(m)$ aus Gl. (4.22) und die Würfeldruckfestigkeit β_w durch die Zylinderdruckfestigkeit β_c nach Gl. (4.13), so erhält man folgenden Zusammenhang

$$\beta_c(m) = 0,85 \left[\beta_{Ze} \cdot \frac{(m-m_0)/(1-m_0)}{c} \right]^{3/2} \quad (4.23)$$

Für den Hydratationsgrad $m = 1$ gilt

$$\beta_{Ce} = 0,85 \left[\frac{\beta_{Ze}}{c} \right]^{3/2} \quad (4.24)$$

Somit ergibt sich aus den Gln. (4.23) und (4.24) die Funktion für die bezogene Zylinderdruckfestigkeit

$$\hat{\beta}_c = \frac{\beta_c(m)}{\beta_{Ce}} = \left[\frac{m-m_0}{1-m_0} \right]^{3/2} \quad (4.25)$$

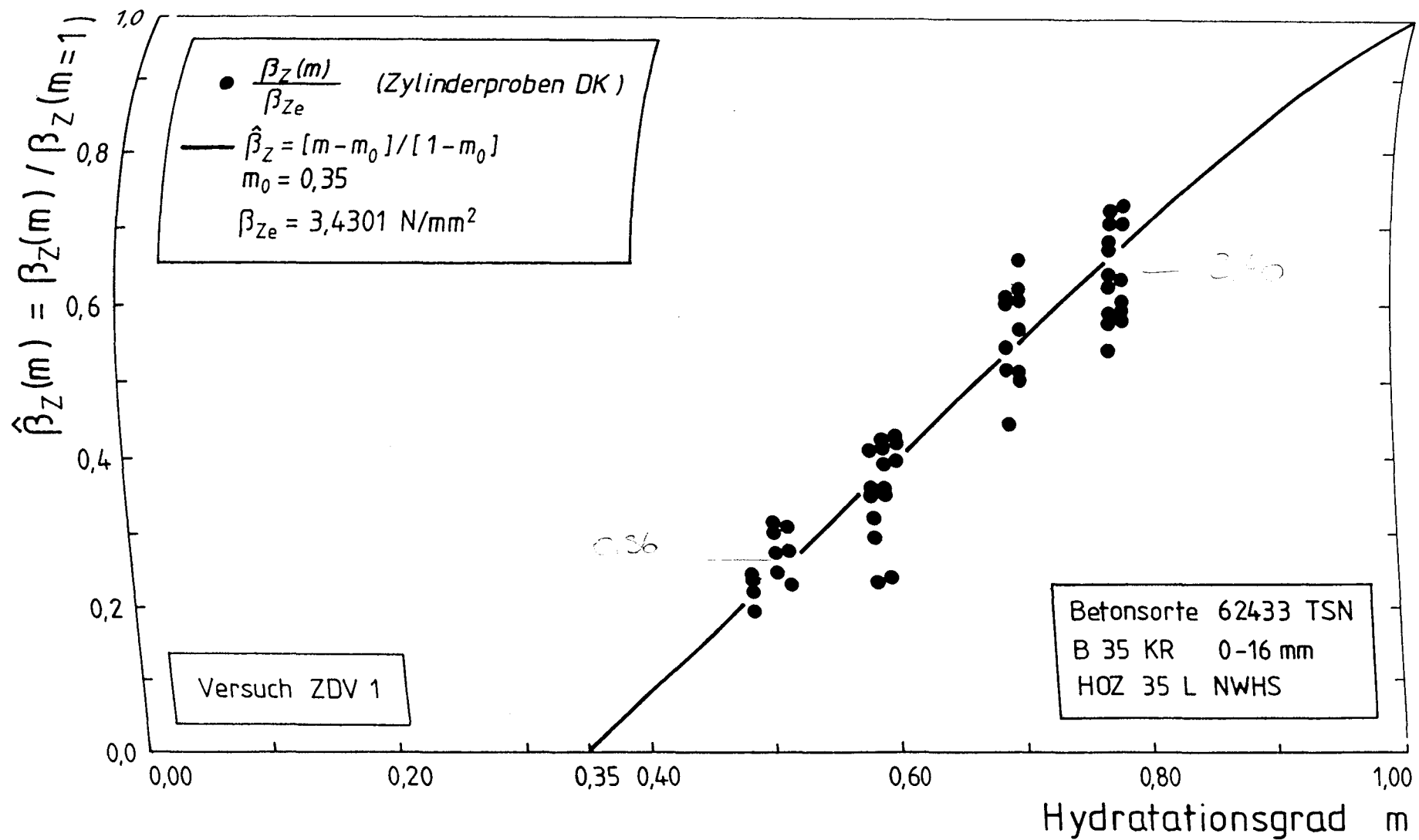


Abb. 4.21: Bezogene zentrische Zugfestigkeit in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad, Versuch und rechnerischer Ansatz

analog zur hydratationsgradabhängigen einaxialen Zugfestigkeit.

Im Gegensatz zu der von Laube angegebene Beziehung Abb. 2.5 für die Druckfestigkeit ist die Funktion in Gl. (4.25) unabhängig vom Endwert der Zugfestigkeit β_{ze} und enthält keine dimensionsgebundenen Parameter. Die Anzahl der Freiwerte bleibt anders als in Abb. 2.5 auf den theoretischen Endwert für die Druckfestigkeit β_{ce} beschränkt.

Ein Vergleich der Ansatzfunktion Gl. (4.25) in Abb. 4.22 mit der gemessenen Druckfestigkeit von Begleitkörpern, die gleichen Erhärtingsbedingungen unterlagen, wie der Bauteilversuchskörper im Versuch ZDV1, zeigt die gute Übereinstimmung. Der aus den Zugversuchen gewonnene Anfangswert $m_0 = 0,35$ behält auch für die Druckfestigkeitsentwicklung seine Gültigkeit.

Die Beziehung für die Zylinderdruckfestigkeit kann auch zur Beschreibung der Würfeldruckfestigkeit angewendet werden, Unterschiede ergeben sich lediglich für den Endwert β_{we} .

4.4.5.4 Hydratationsgradabhängige Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls

Gezielte Untersuchungen zur Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verhalten des jungen Betons wurden in /62/ durchgeführt. Aus dehngeregelten Zugversuchen zu verschiedenen Altersstufen leitete Laube eine hydratationsgradabhängige Funktion für den Zugelastizitätsmodul ab (s. Abb. 2.5)

$$\hat{E}_Z = \frac{(1 + \beta_{ze}^{b_E}) \cdot \hat{\beta}_Z^{a_E}}{1 + (\beta_{ze} \cdot \hat{\beta}_Z)^{b_E}} \quad (4.26)$$

$$\text{mit} \quad \hat{\beta}_Z = \frac{\beta_Z(m)}{\beta_{ze}}$$

$$\text{und} \quad \beta_{ze} = \beta_Z(m=1) \quad .$$

Gl. (4.26) basiert auf einen von Byfors /8/ ermittelten empirischen Ansatz für den Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit und dem Druckelastizitäts-

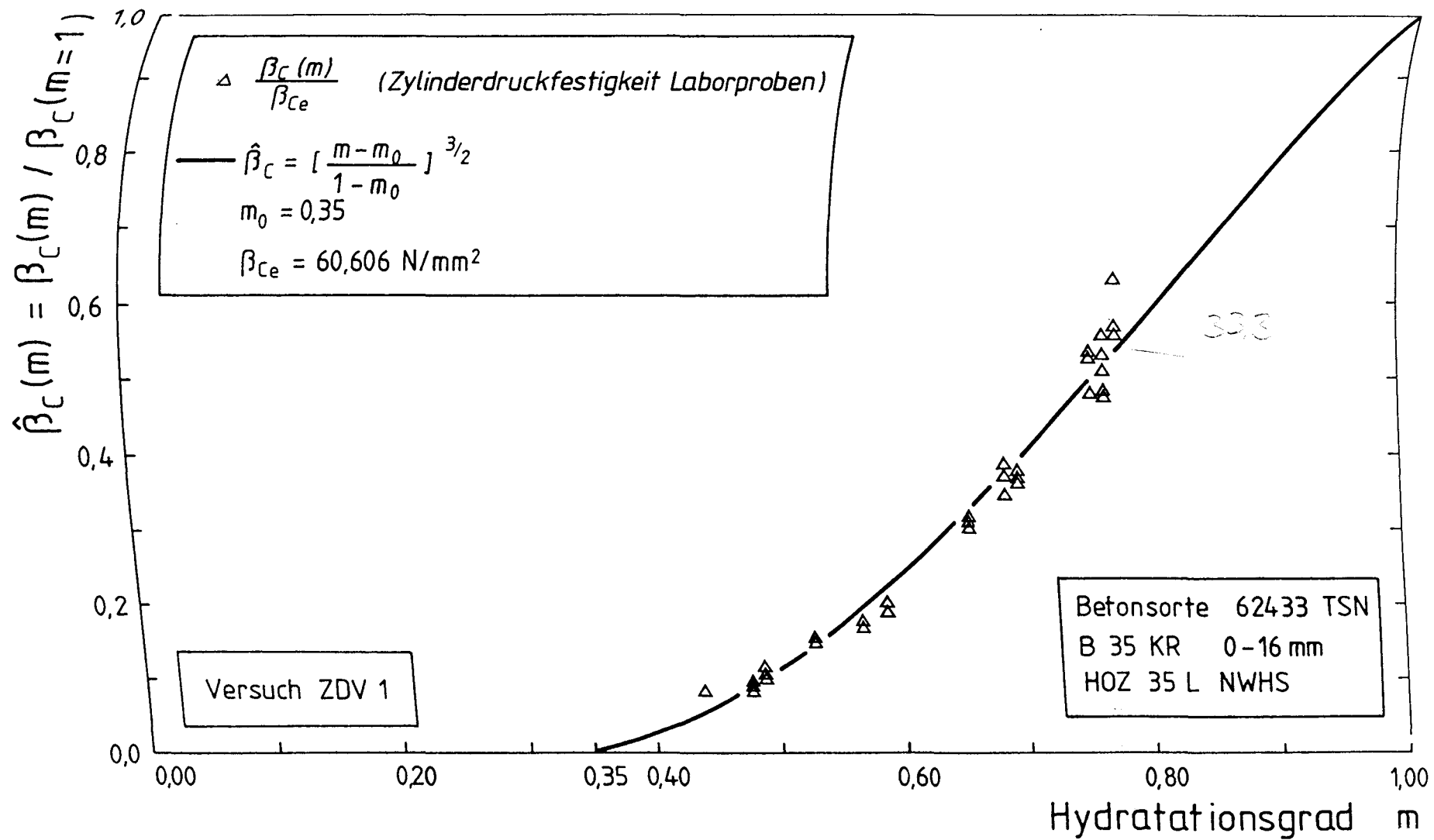


Abb. 4.22: Bezogene Zylinderdruckfestigkeit in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad, Versuch und rechnerischer Ansatz

modul. In /39/ wird gezeigt, daß dieser Ansatz auch auf den Elastizitätsmodul für Zug anwendbar ist.

Da die Funktion Gl. (4.26) immer die Kenntnis der zentrischen Zugfestigkeit voraussetzt und darüberhinaus dimensionsbehaftete Parameter verwendet, soll nachfolgend ein anderer Ansatz für den Zug-E-Modul entwickelt werden.

Ausgangspunkt der Betrachtung ist die k_t -Funktion nach Rüschi/Jungwirth /67/

$$k_t = \frac{\beta_w(t)}{\beta_{w,28}} \quad (2.4)$$

Wählt man statt des Betonalters t für die Abbildung der Druckfestigkeit den Hydratationsgrad m und setzt für die Bezugsgröße $t = 28$ d den Hydratationsgrad $m = 1$, lautet die veränderte Beziehung der Gl. (2.4) für die bezogene Zylinderdruckfestigkeit

$$k_t(m) = \frac{\beta_c(m)}{\beta_{ce}} \quad (4.27)$$

oder mit Gl. (4.25)

$$k_t(m) = \left[\frac{m-m_0}{1-m_0} \right]^{3/2} \quad (4.28)$$

Unter der Voraussetzung, daß sich der Zugelastizitätsmodul E_z zeitlich ähnlich entwickelt wie der Elastizitätsmodul für Druck (vergl. Abb. 4.20), läßt sich auch der Faktor k_e nach Gl. (2.8) gleichermaßen durch den Hydratationsgrad m ausdrücken

$$k_e(m) = \frac{E_z(m)}{E_{ze}} \quad (4.29)$$

Nach /67/ besteht zwischen k_t und k_e ein nichtlinearer Zusammenhang

$$k_e = k_t^{1/3} \quad (4.30)$$

Mit Hilfe der Gln. (4.28) und (4.29) erhält man aus Gl. (4.30) einen hydratationsgradabhängigen Ansatz für den bezogenen Zugelastizitätsmodul

$$\hat{E}_Z = \frac{E_Z(m)}{E_{Ze}} = \left[\frac{m-m_0}{1-m_0} \right]^{1/2} \quad (4.31)$$

mit einem frei variierbaren Parameter E_{Ze} .

Der Ansatz besitzt gegenüber Gl. (4.26) mehrere Vorzüge. Zum einen ist der dimensionslose Funktionsaufbau einfacher als nach Gl. (4.26) und zum anderen setzt er nicht die Kenntnis der Zugfestigkeitsentwicklung voraus.

Der Vergleich der Ansätze in Abb. 4.23 zeigt jedoch, daß sich die Versuchsergebnisse durch die Funktion Gl. (4.31) nur unzureichend beschreiben lassen. Eine Verbesserung läßt sich durch eine Variation des Exponenten erzielen. Der veränderte Ansatz lautet somit

$$\hat{E}_Z = \left[\frac{m-m_0}{1-m_0} \right]^a \quad (4.32)$$

Durch Regression der Versuchswerte aus ZDV1 erhält man

$$a = 2/3$$

als Exponenten für die Potenzfunktion Gl. (4.32).

Der Funktionsverlauf ist in Abb. 4.23 wiedergegeben. Die Abweichungen gegenüber dem Ansatz von Byfors/Laube sind gering, nur im Anfangs- und Endbereich sind Unterschiede erkennbar. Für $m = 1$ berechnet sich nach Gl. (4.26) ein theoretischer Endwert von 36 659 N/mm², während der Zugelastizitätsmodul nach dem neuen Ansatz Gl. (4.32) mit 38 886 N/mm² um etwa 6 % höher liegt. Diese Differenz ist für eine praktische Berechnung ohne Relevanz, da Hydratationsgrade $m > 0,85$ für den betrachteten Zeitraum des Hydratationswärmewangs fast nie erreicht werden.

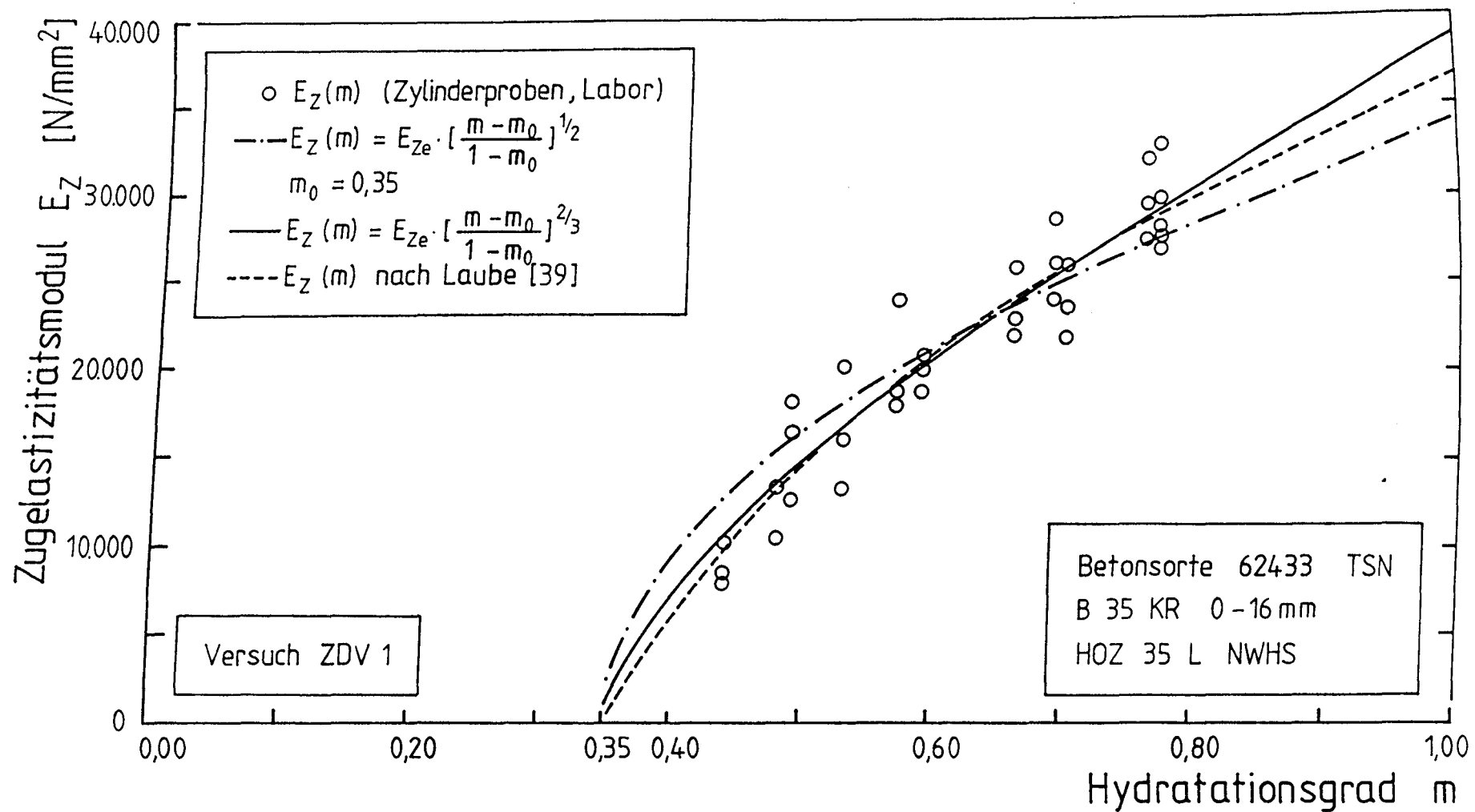


Abb. 4.23: Zugelastizitätsmodul in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad, Vergleich zwischen Versuch und verschiedenen rechnerischen Ansätzen

4.5 Zusammenhang zwischen Spaltzugfestigkeit und zentrischer Zugfestigkeit

Die Vorversuche in Abschn. 4.3 gaben keinen Aufschluß über das Verhältnis der zentrischen Zugfestigkeit zur Spaltzugfestigkeit im jungen Betonalter. Wegen der versuchstechnischen Vorteile der Spaltzugprüfung wurden aber auch bei den Bauteilversuchen ZDV1 bis ZDV4 weiterhin Spaltzugproben entnommen. Trotz erhöhter Prüfkörperanzahl, je Prüfzeitpunkt im Bauteilversuch wurden zwischen 12 bzw. 15 Prüfkörper entnommen, ergab der Vergleich mit den Ergebnissen der zentrischen Zugfestigkeit keinen gesicherten altersabhängigen Zusammenhang.

Die Verhältnismerte β_z/β_{sz} der Zwangdehnversuche ZDV1 bis ZDV4 sind in den Abb. 4.24 a-d wiedergegeben. Zum besseren Vergleich der einzelnen Versuche wurden alle Ergebnisse auf das wirksame Betonalter umgerechnet. Zwischen den Verhältnismerten der Dehnkörper (DK) und der Nebenkörper (NK) ist in allen Versuchen eine Systematik erkennbar, die jedoch mischungsabhängig zu sein scheint. Die Werte bewegen sich in einem Bereich zwischen 0,65 bis 1,05. Für die unbelasteten Nebenkörper wurde für alle Versuche und alle Prüftermine ein mittleres Verhältnis für β_z/β_{sz} von 0,88 ermittelt und stimmt damit in etwa mit dem bekannten Wert von 0,89 für 28-Tage alten Beton überein /55/.

Für die Dehnkörper liegt der Mittelwert mit 0,79 erheblich niedriger als bei den unbelasteten Nebenkörpern. Das deutet darauf hin, daß der Einfluß einer langandauernden Zwangbeanspruchung sich auf die zentrische Zugfestigkeit stärker auswirkt als auf die Spaltzugfestigkeit. Dieses Ergebnis wird im nachfolgenden Abschnitt bestätigt werden.

Festzustellen bleibt, das ein systematischer Zusammenhang zwischen der zentrischen Zugfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit im jungen Betonalter aus den vorliegenden Versuchsergebnissen nicht abzuleiten ist. Vielmehr muß davon ausgegangen werden, daß das Verhältnis β_z/β_{sz} beton- und mischungsabhängig ist. Die Entscheidung, die Bauwerkzugfestigkeit anhand von zentrischen Zugproben zu untersuchen, obwohl dies einen sehr viel größeren Aufwand bedeutete, muß im nachhinein als richtig angesehen werden.

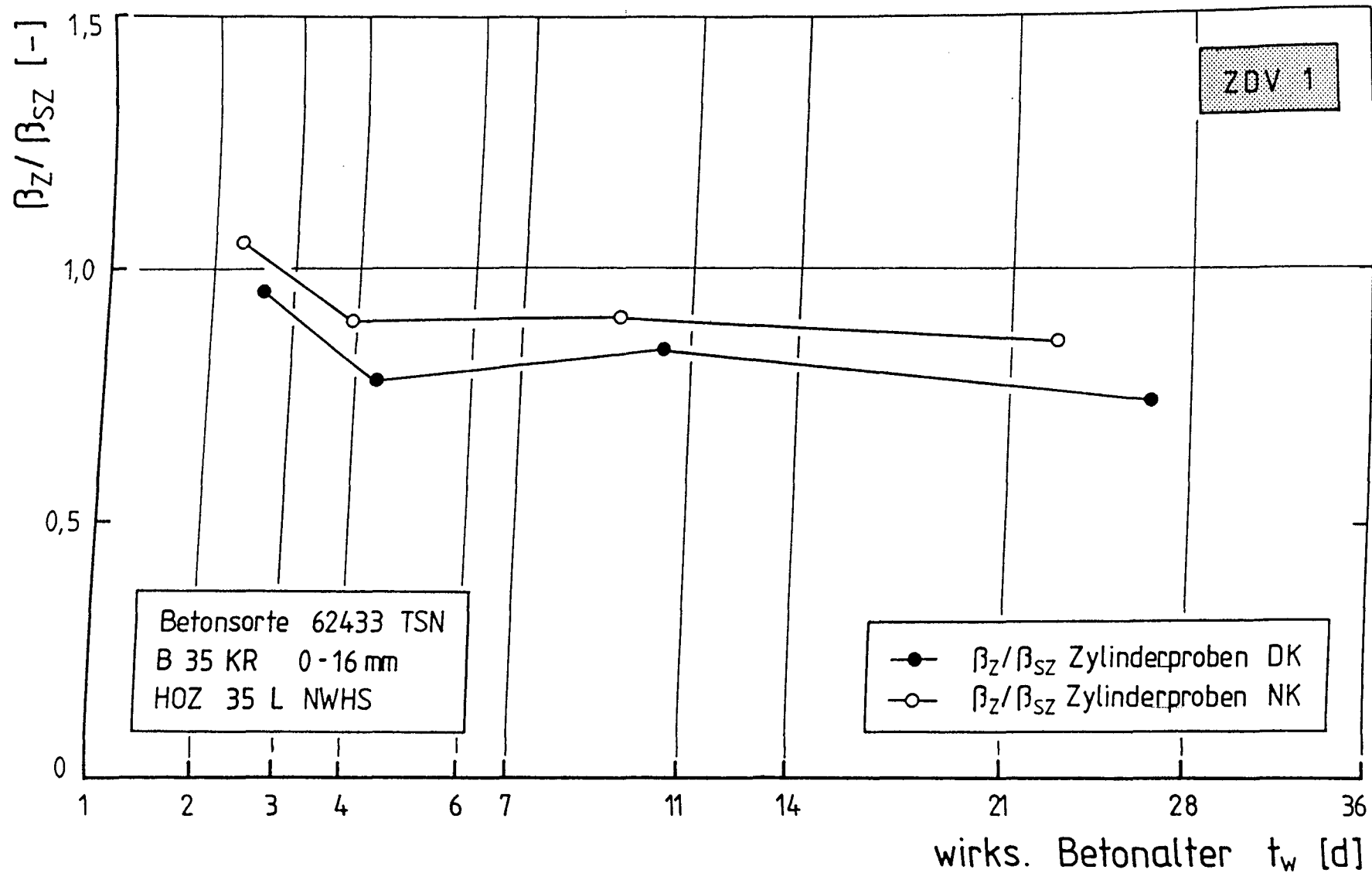


Abb. 4.24a: Verhältnis der zentrischen Zugfestigkeit zur Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter, Bauteilversuch ZDV1, Mittelwert aus 15 Bohrproben

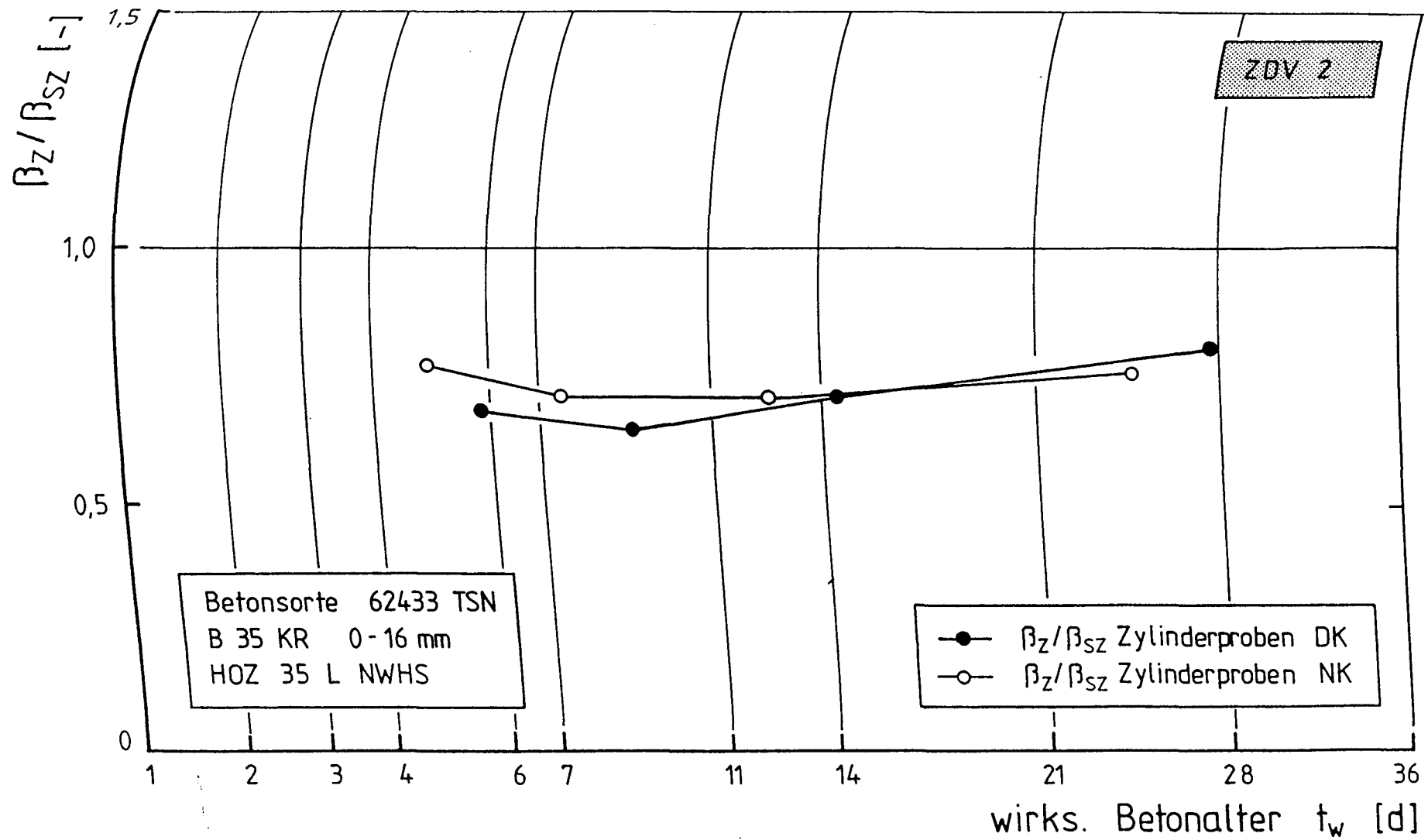


Abb. 4.24b: Verhältnis der zentrischen Zugfestigkeit zur Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter, Bauteilversuch ZDV2, Mittelwert aus 15 Bohrproben

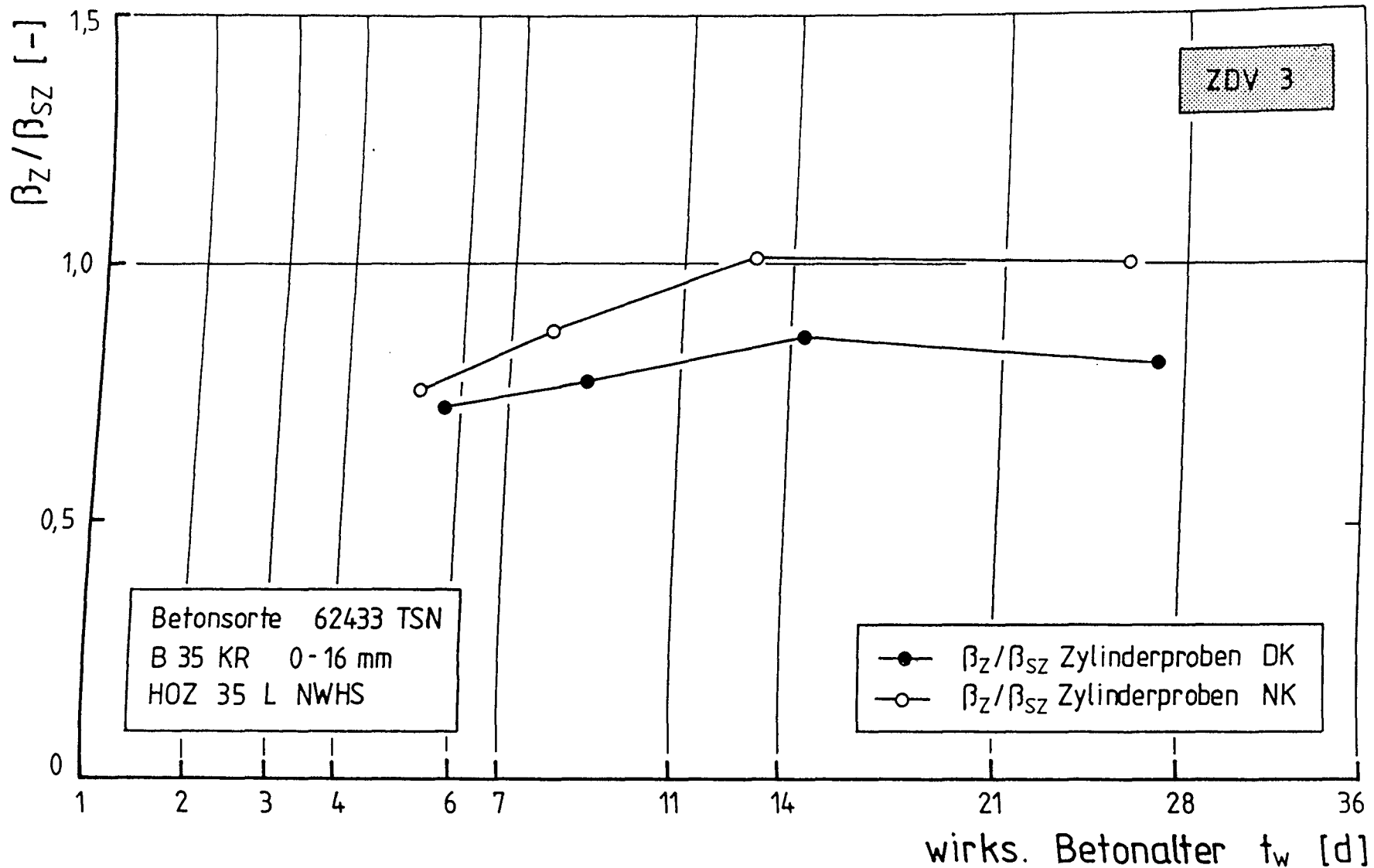


Abb. 4.24c: Verhältnis der zentrischen Zugfestigkeit zur Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter, Bauteilversuch ZDV3, Mittelwert aus 12 Bohrproben

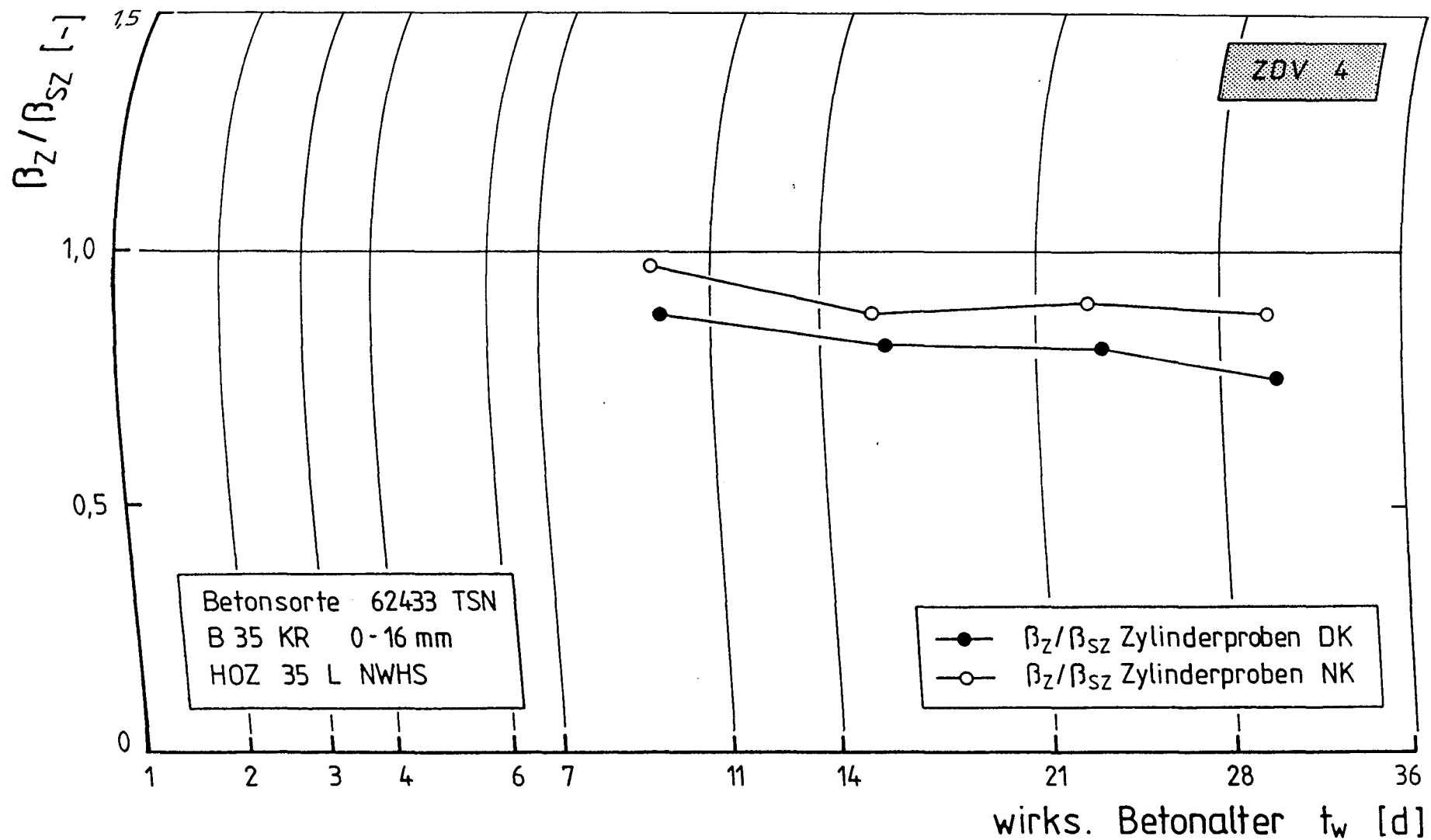


Abb. 4.24d: Verhältnis der zentrischen Zugfestigkeit zur Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter, Bauteilversuch ZDV4, Mittelwert aus 12 Bohrproben

4.6 Ergebnisse der Zwangdehnversuche

Kernpunkt der Zwangdehnversuche, von denen Teilergebnisse in dem Abschn. 4.2 sowie in den Abschn. 4.4 bis 4.5 bereits diskutiert wurden, war die Ermittlung des Einflusses einer langandauernden Zwangbeanspruchung auf die Zugfestigkeitsentwicklung im Bauwerk. Dazu wurden die Ergebnisse der zu verschiedenen Prüfzeitpunkten aus Dehn- und Nebenkörper entnommenen Bohrproben miteinander verglichen. Unterschiede zwischen den gesondert hergestellten Probekörpern und den Bohrproben der unbelasteten Nebenkörper beschreiben den Verdichtungseinfluß.

4.6.1 Einfluß der Verdichtung und der Betonierrichtung

Der festigkeitsmindernde Einfluß der schlechteren Verdichtung im Bauwerk auf die Druckfestigkeit des Betons ist bekannt /26,42/. Die DIN 1048 /11/ berücksichtigt diesen Unterschied dadurch, daß die Druckfestigkeit im Bauwerk lediglich 85 % der nach DIN 1045 entsprechenden Festigkeitsklasse erreichen muß. Es wird vermutet, daß sich diese Gesetzmäßigkeit auch auf die Zugfestigkeit übertragen läßt /25,56/, nachweisen ließ sie sich mangels ausreichender Versuchsergebnisse bisher nicht. Vereinzelt Untersuchungen zur Zugfestigkeit im Bauwerk zeigen zum Teil sogar einen gegenteiligen Effekt. So ergaben Zugprüfungen von Ranisch /64/ an Bauwerksproben in fast allen Fällen höhere Festigkeiten als bei den gesondert hergestellten Versuchskörpern. Die Ursachen dafür konnten in /64/ nicht geklärt werden.

Die erwartungsgemäß schlechtere Verdichtung des Bauwerksbetons läßt sich durch Vergleich der Druckfestigkeiten von Bohrproben des unbelasteten Nebenkörpers mit den gesondert hergestellten und identisch temperierten Zylinderproben nachweisen. Zum Vergleich wurden die Verhältnismerte β_{cNK}/β_{cL} der Versuche ZDV2 bis ZDV4 in Abb. 4.25 auf das wirksame Alter umgerechnet. Beim Versuch ZDV1 wurde aus Zeitgründen auf eine Entnahme von Druckproben verzichtet. Aus allen Versuchen ergab sich ein Mittelwert von 0,92, wobei die Verhältnismerte mit zunehmenden Betonalter eine leicht fallende Tendenz aufweisen. Der Mittelwert nach ca. 28 Tagen beträgt noch etwa 0,87 und liegt damit geringfügig höher als nach DIN 1048 (0,85). Ob die zeitlich geringere Druckfestigkeitssteigerung einen systematischen Charakter hat, läßt sich

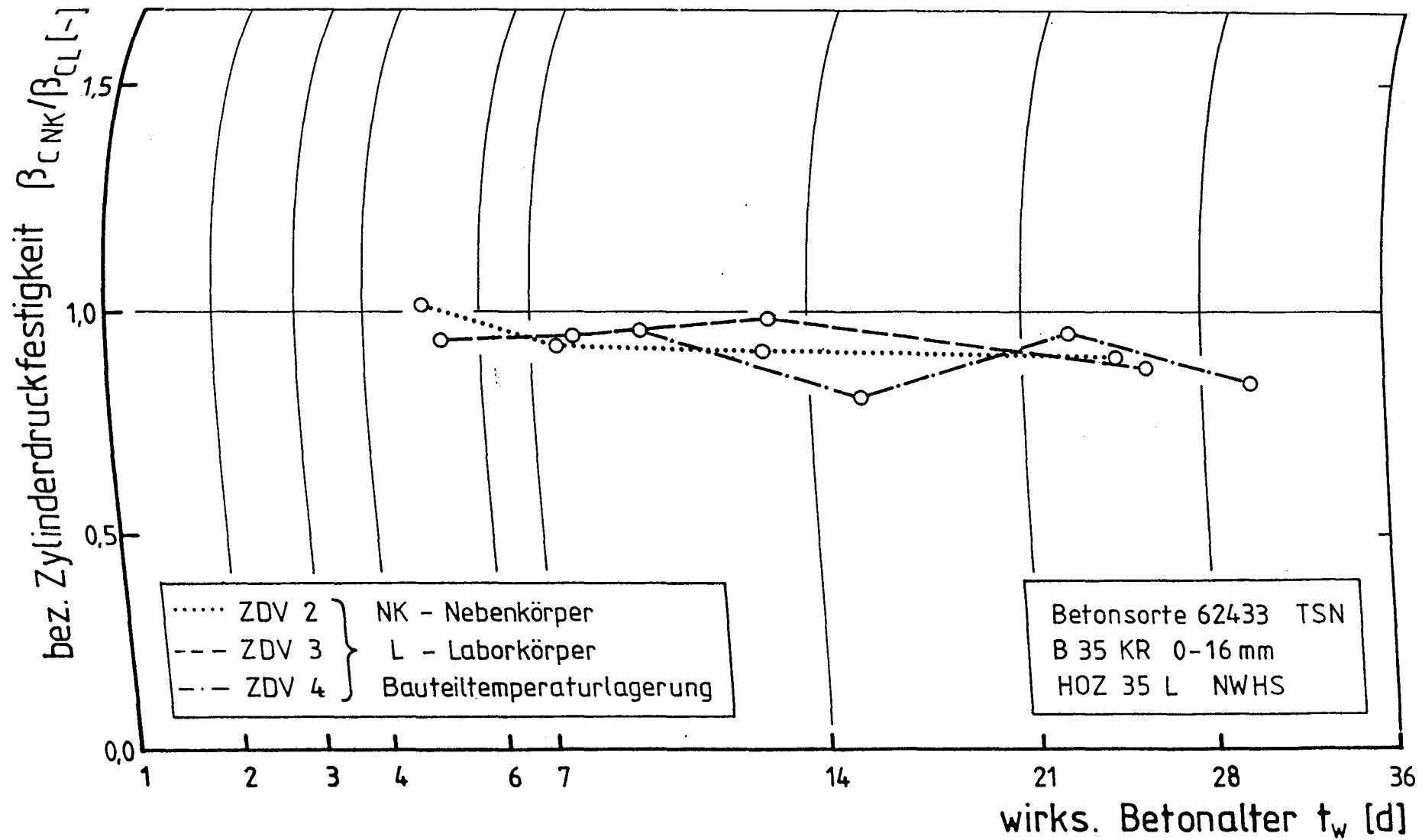


Abb. 4.25: Verhältnis der Zylinderdruckfestigkeit der Bauteilproben (NK) zu den Laborprüfkörpern in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter

anhand der vorliegenden Versuchsergebnisse nicht abschließend beurteilen. Zusätzliche Einflüsse wie Nachbehandlung u.a. sind aber denkbar.

Ein grundsätzlich anderes Bild liefern die Ergebnisse der Zugfestigkeitsprüfungen. Wie aus Abb. 4.26 ersichtlich, liegen die Festigkeiten der Bohrproben aus den Versuchskörpern NK i.M. 20 % höher als die Zugfestigkeiten der gleich temperierten Laborzylinderproben. Verdichtungsunterschiede müssen als mögliche Ursache für die großen Differenzen ausgeschlossen werden, da die Druck- und Zugproben in gleicher Weise hergestellt und verdichtet wurden. Die höheren Festigkeiten der Bauteilproben sind vielmehr auf den Unterschied zwischen der Betonier- und Prüfrichtung zurückzuführen. Während sich die Druckfestigkeit gegenüber der Prüfrichtung invariant zeigt, ist die Größe der Zugfestigkeit stark richtungsabhängig. Im Gegensatz zur Beanspruchung im Bauwerk verlaufen Betonier- und Belastungsrichtung bei den gesondert hergestellten Zylinderproben parallel zueinander. Beim Verdichten bildet sich unter dem großen z.T. leicht plattigen Korn, eine wasserreiche und danach poröse Zementschicht, die offenbar die Ausbreitung der Risse fördert. Dadurch kommt es gegenüber den horizontal gebohrten Bauteilproben zu einer Reduktion der Zugfestigkeit. Der Einfluß der Betonierrichtung auf die Zugfestigkeit der Prüfkörper konnte bei den Kerbzugversuchen eindeutig nachgewiesen werden (vergl. Abschn. 4.10).

Leonhardt /41/ ist bereits früher aufgrund von Schadensuntersuchungen zu der Erkenntnis gekommen, daß die Zugfestigkeit des Betons von der Betonierrichtung abhängt, jedoch wurde dieser Einfluß bei Zugfestigkeitsuntersuchungen bisher nicht beachtet. Nach /41/ kann die Zugfestigkeit in Betonierrichtung nur etwa halb so groß sein wie rechtwinklig dazu.

Zur Eliminierung dieses Einflusses wurden in den Versuchen ZDV3 und ZDV4 zusätzliche Zugproben entnommen, die entsprechend den Laborproben in Betonierrichtung geprüft wurden (s. Abb. 3.12 und 3.13). Sie sollten Aufschluß über eine mögliche Zugfestigkeitsminderung durch die schlechtere Verdichtung im Bauwerk geben. In Abb. 4.27 ist das Verhältnis der Bauwerkszugfestigkeit β_{ZNK} zur Zugfestigkeit der Laborkörper β_{ZL} aufgetragen. Für die in Betonierrichtung geprüften Zugproben gilt ein ähnliches Verhältnis wie für die Druckproben in Abb. 4.25. Die Zugfestigkeit der Bauwerksproben erreicht i.M. nur etwa 90 % der Laborzugfestigkeit. Auch hier ist wie in Abb. 4.25 eine fallende Tendenz erkennbar. Entsprechend dem Verhältnis der Druckfestig-

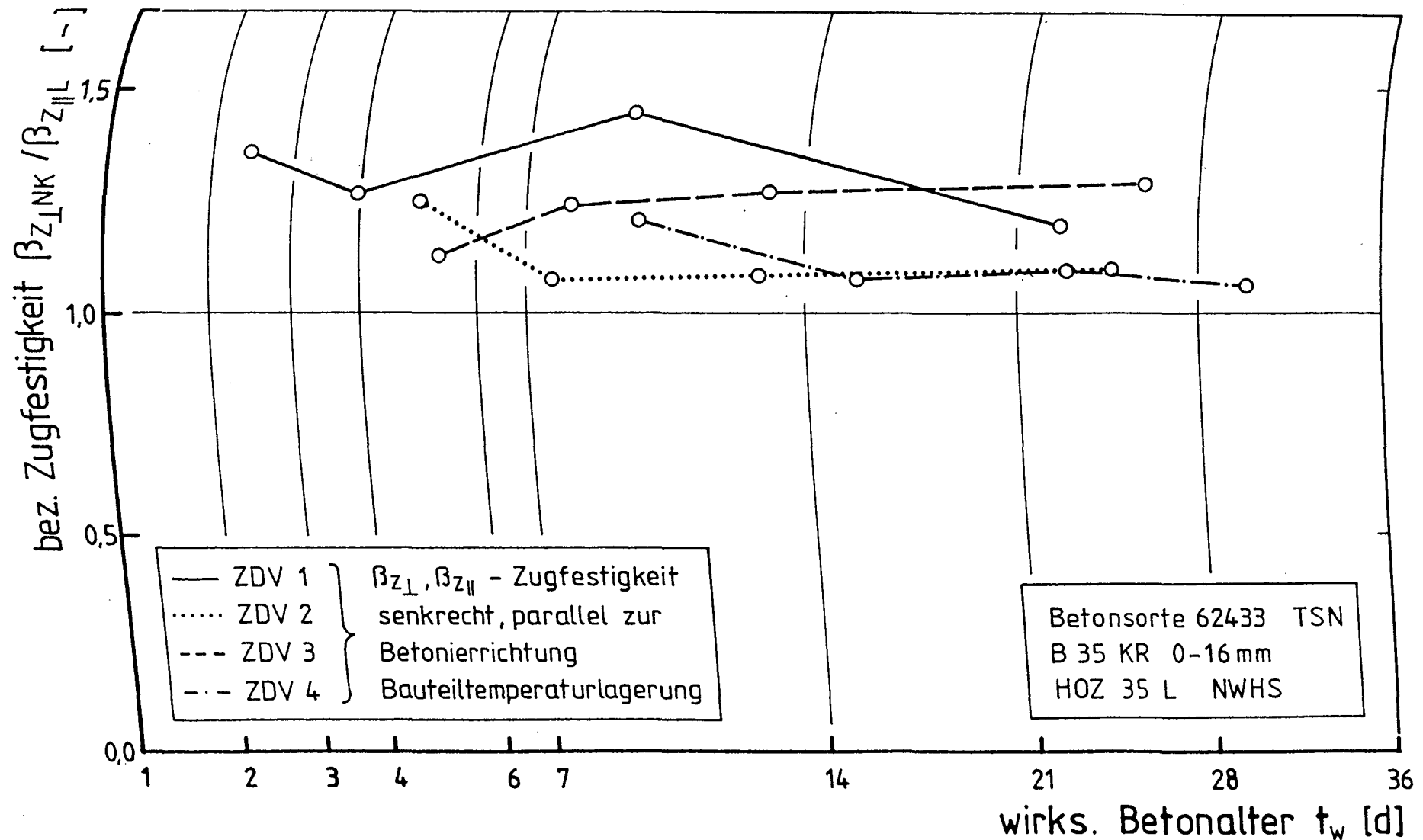


Abb. 4.26: Verhältnis der zentrischen Zugfestigkeit der Bauteilproben (NK) zu den Laborprüfkörpern in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter, *unterschiedliche* Betonierrichtung

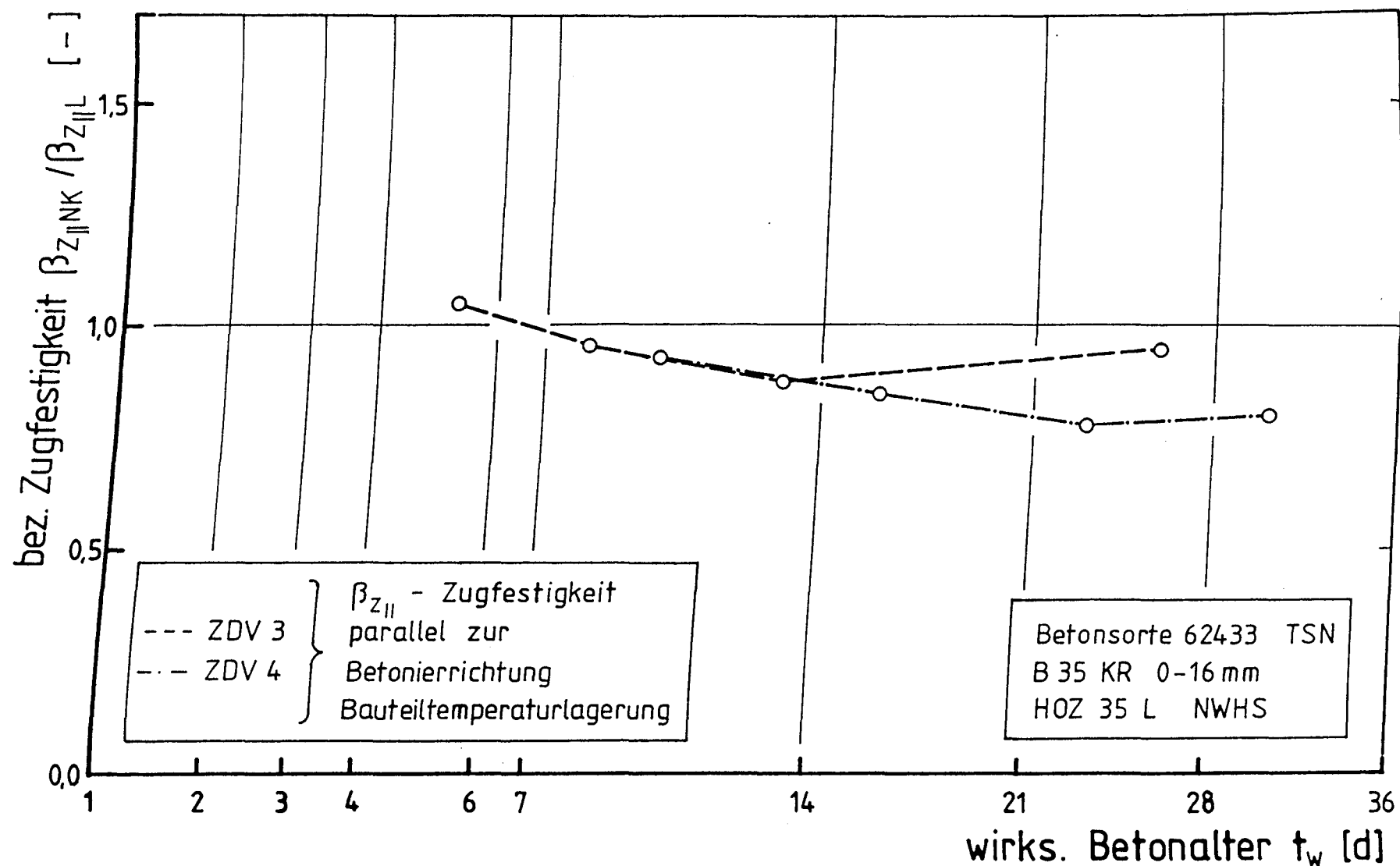


Abb. 4.27: Verhältnis der zentrischen Zugfestigkeit der Bauteilproben (NK) zu den Laborprüfkörpern in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter, gleiche Betonierrichtung

keit ergeben sich im Versuch ZDV4 kleinere Werte β_{zNK}/β_{zL} als im Versuch ZDV3. Es ist zu vermuten, daß dieser Unterschied mit der höheren Druckfestigkeit im Versuch ZDV4 zusammenhängt.

Einen weiteren Einfluß auf die Zugfestigkeit stellt die Verdichtungshöhe dar. Bei den Versuchsergebnissen ist feststellbar, daß die höher liegenden Bohrproben generell geringere Festigkeiten aufwiesen als die tiefer liegenden. Entscheidend dafür ist der geringere Verdichtungsdruck im oberen Bauteilbereich. Es ist also davon auszugehen, daß die Zugfestigkeit des Gesamtquerschnitts bei einer größeren Verdichtungshöhe (Wandausschnittshöhe) geringfügig größer ausgefallen wäre.

4.6.2 Einfluß der Bauteiltemperatur

Die DIN 1045 gibt hinsichtlich des Temperatureinflusses auf die wirksame Betonzugfestigkeit keine konkreten Angaben. Nach Heft 400 DAfStb können für hohe Umgebungstemperaturen bzw. für massige Bauteile (hohe Bauteiltemperatur) die angegebenen $k_{z,t}$ - Werte erhöht werden (vergl. Tab. 2.3). Eine genauere Erfassung der Zugfestigkeitsentwicklung im Bauwerk infolge des temperaturbedingten Hydratationsfortschritts ist wegen der zahllosen unterschiedlichen Randbedingungen bisher nicht möglich.

In Abb. 4.28 a sind die bezogenen Zugfestigkeiten der unbelasteten Nebenkörper in Abhängigkeit vom Betonalter dargestellt. In Abb. 4.28 b wurden die Werte entsprechend den gemessenen Temperaturverläufen mit Hilfe der Arrhenius-Funktion Gl. (4.7) auf das wirksame Betonalter t_w umgerechnet. Die Versuchswerte werden dadurch parallel zur Zeitachse verschoben. Beide Abbildungen enthalten zusätzlich die erhöhten $k_{z,t}$ - Werte nach Heft 400 (0,7 nach 3 Tagen und 0,9 nach 7 Tagen). Der Vergleich zeigt, daß zumindest in einem Alter von 7 Tagen der Zugfestigkeitszuwachs infolge der erhöhten Bauwerkstemperatur durch den größeren $k_{z,t}$ - Wert annähernd erfaßt wird. Hingegen wird die Festigkeitszunahme nach 3 Tagen stark überschätzt. Die tatsächliche Zugfestigkeit beträgt nur etwa 70 % der rechnerischen Betonzugfestigkeit. Das Ergebnis zeigt, daß die Angaben in Heft 400 DAfStb nur eine grobe Näherung darstellen. In wieweit sie für Betone anderer Zusammensetzung und für andere Bauteiltemperaturbedingungen gelten, läßt sich nur schwer abschätzen.

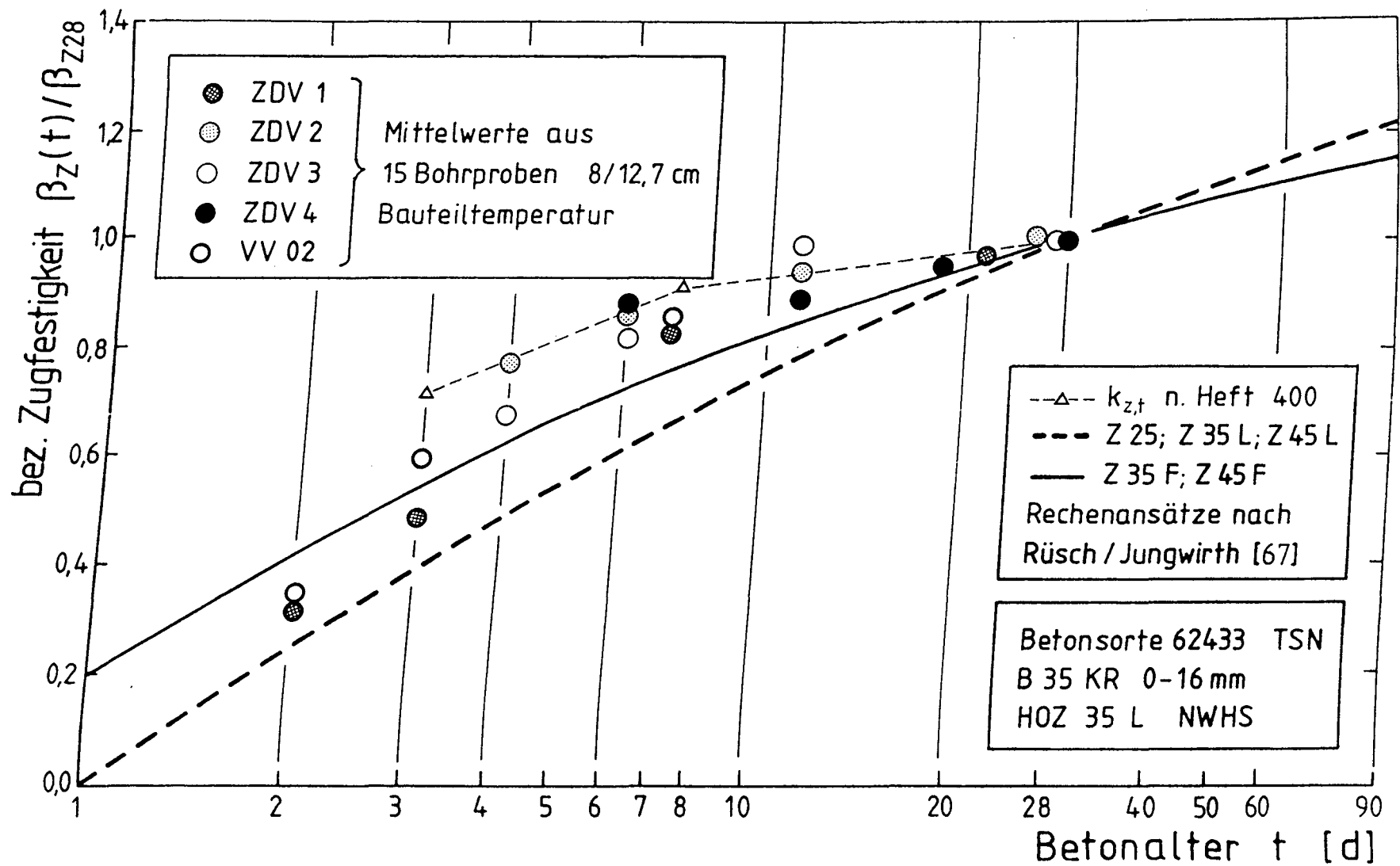


Abb. 4.28a: Bezogene Zugfestigkeit der Bohrproben in Abhängigkeit vom realen Betonalter, unbelasteter Nebenkörper

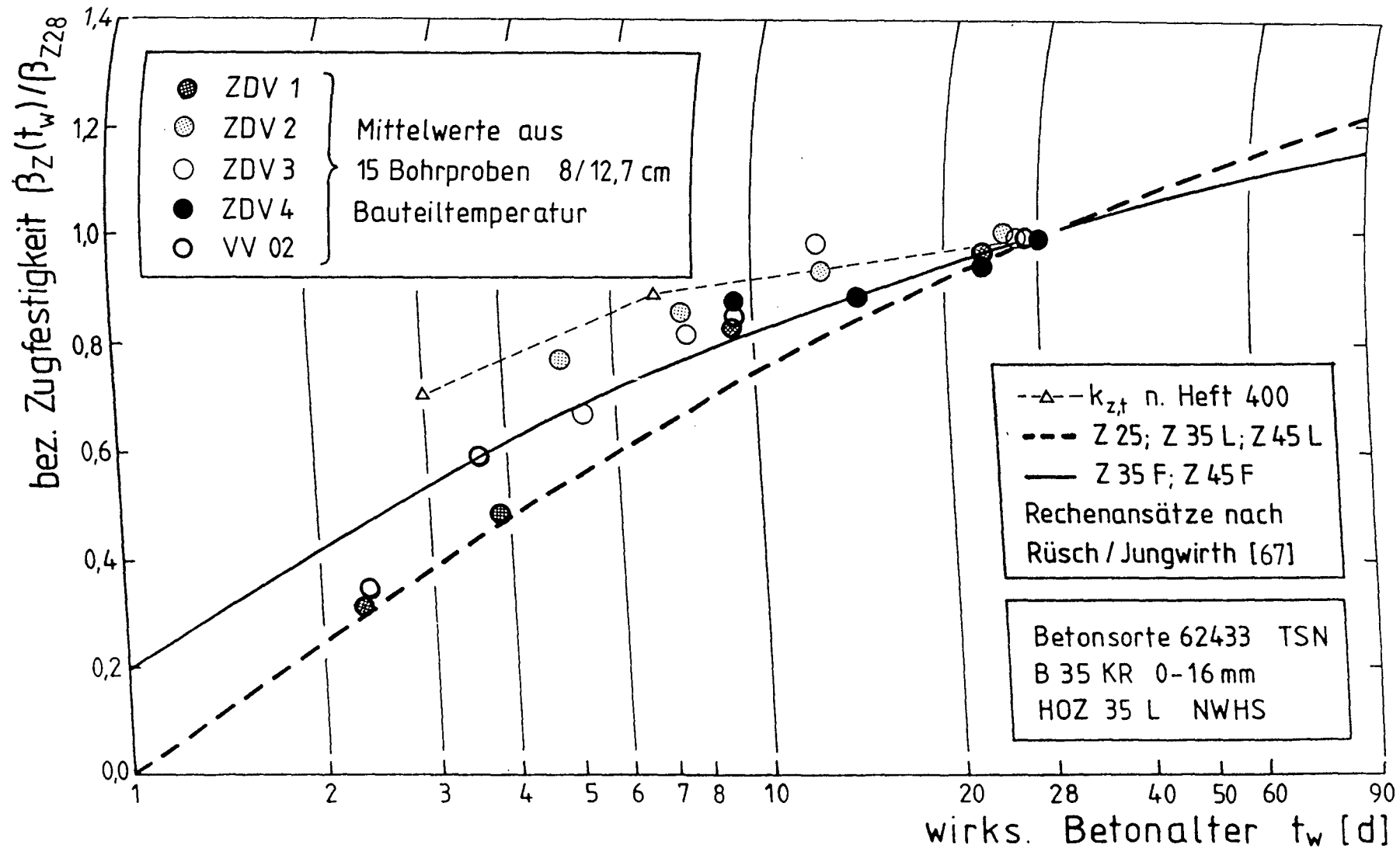


Abb. 4.28b: Bezogene Zugfestigkeit der Bohrproben in Abhängigkeit vom *wirksamen* Betonalter, unbelasteter Nebenkörper

4.6.3 Einfluß der Zwangbeanspruchung

4.6.3.1 Einfluß der Zwangbeanspruchung auf die Zugfestigkeit

Daß sich eine langandauernde Zwangbeanspruchung schädigend auf die wirksame Betonzugfestigkeit auswirkt, und diese somit erheblich geringer ist als die Laborzugfestigkeit, wird seit langem vermutet. In der Literatur werden unterschiedliche Angaben über die Dauerzugfestigkeit im Bauwerk gemacht /22,40,56/. Zum Teil werden Abminderungsfaktoren von bis zu 50 % angegeben /40/. Die Angaben entspringen meist Praxisbeobachtungen und sind wissenschaftlich bisher nicht belegt.

Durch Vergleich der zentrischen Zugproben der zwangbeanspruchten Versuchskörper mit den zentrischen Zugproben der unbelasteten Vergleichskörper läßt sich der Einfluß einer vorangegangenen Dauerzugbeanspruchung auf die Betonzugfestigkeit nachweisen. In den Abb 4.29 a-d sind die Ergebnisse der Zugfestigkeitsprüfungen der Dehn- und Nebenkörper aller vier Bauteilversuche in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter aufgetragen. Die markierten Prüfzeitpunkte stellen bei den Dehn- und Nebenkörperlinien jeweils Mittelwerte aus 15 Probekörpern dar. Für die Laborwerte wurden zu jedem Prüfzeitpunkt 6 gesondert hergestellte Zylinderproben geprüft, die unter den gleichen Bauteiltemperaturbedingungen erhärteten wie die Nebenkörper. Zusätzlich sind in den Diagrammen die Reißspannungen der zwanggedehnten Versuchskörper angegeben, die die tatsächliche Bauwerkszugfestigkeit unter Zwangbeanspruchung darstellen.

In allen Versuchen weisen die Zylinderproben der unbelasteten Nebenkörper höhere Zugfestigkeiten auf als die des zwanggedehnten Versuchskörpers. Da beide Versuchskörper in gleicher Weise verdichtet wurden und die Erhärtungstemperaturen nahezu identisch waren, ist die Differenz nur auf den Zwangseinfluß zurückzuführen. Abgesehen vom Versuch ZDV2 nimmt der festigkeitsmindernde Einfluß mit zunehmenden Betonalter zu. Besonders deutlich wird dies bei den Versuchskörpern ZDV1. Zum ersten Prüfzeitpunkt nach ca. 48 Stunden ist noch kein Festigkeitsverlust erkennbar, die Zugfestigkeiten der Dehnkörperproben liegen sogar geringfügig höher. Die Dauer der Zwangbeanspruchung betrug zu diesem Zeitpunkt etwa 20 Stunden. Erst beim Prüftermin nach 7 Tagen (wirksames Betonalter $t_w \approx 9 \text{ d}/10 \text{ d}$) läßt sich ein deutlicher Unterschied feststellen. Zum vierten Prüfzeitpunkt nach 21 Tagen (wirksames Betonalter

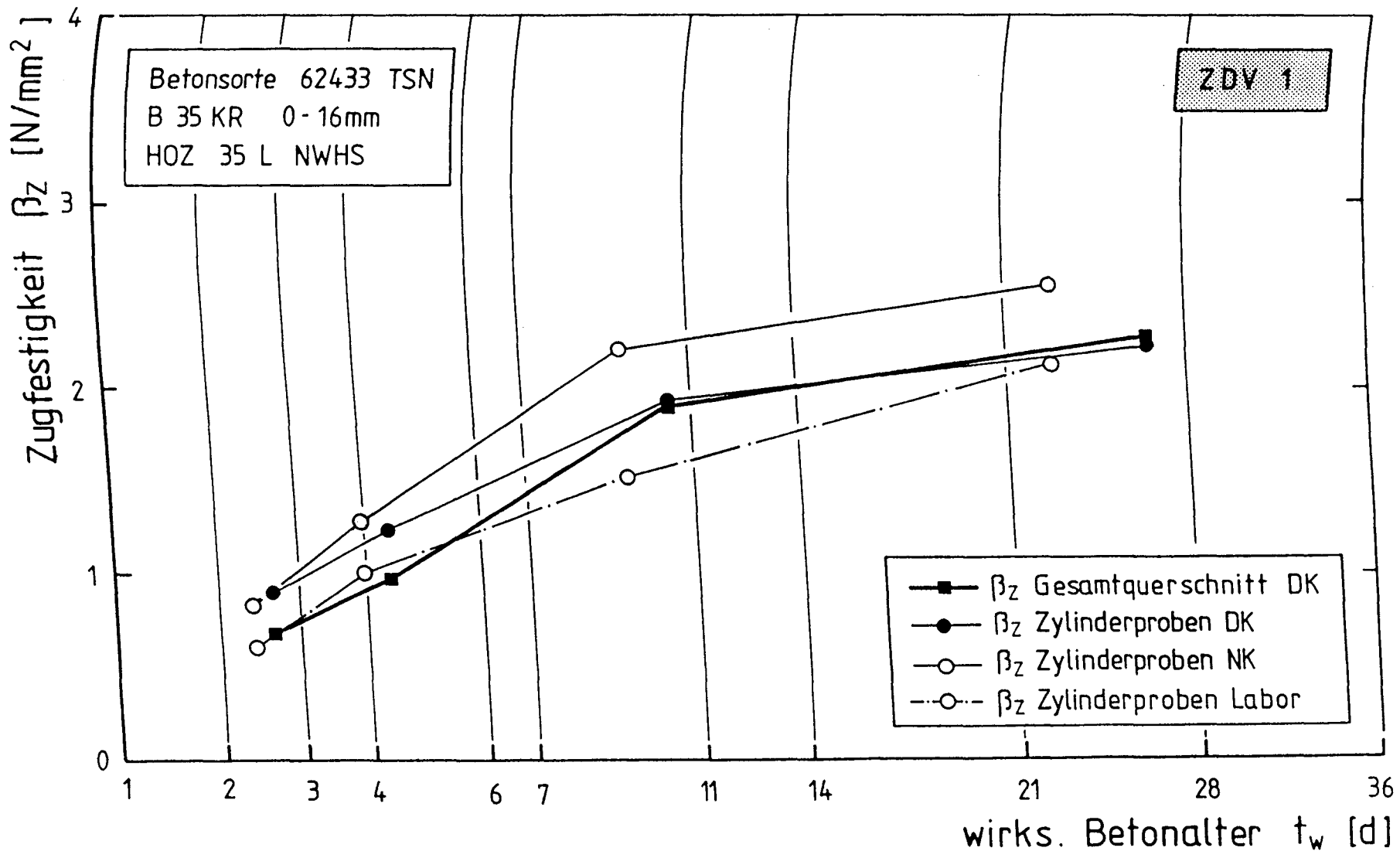


Abb. 4.29a: Vergleich der zentrischen Zugfestigkeiten in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter, Bauteilversuch ZDV1 (Gesamtquerschnitt, Mittelwerte der Zylinderproben)

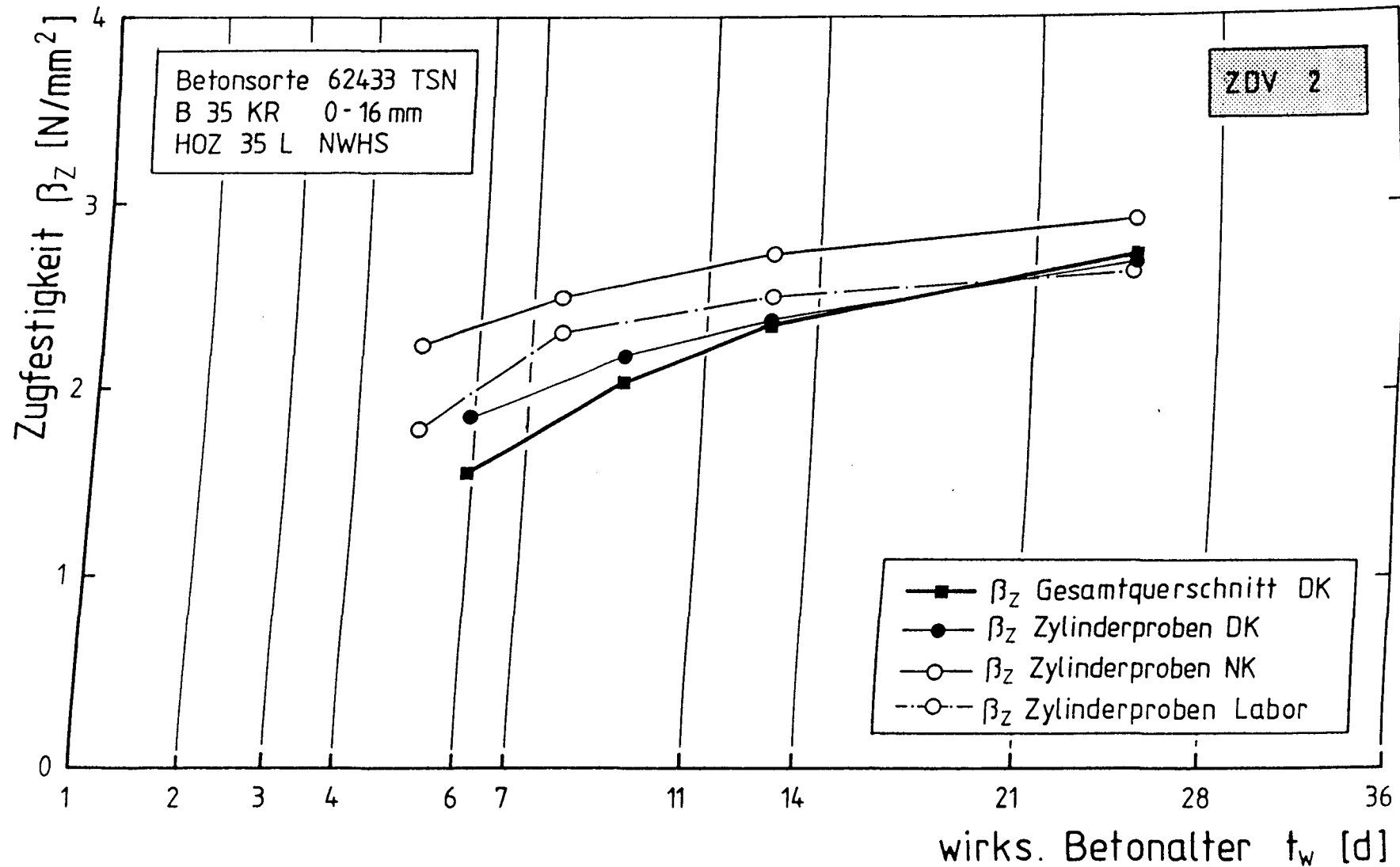


Abb. 4.29b: Vergleich der zentrischen Zugfestigkeiten in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter, Bauteilversuch ZDV2 (Gesamtquerschnitt, Mittelwerte der Zylinderproben)

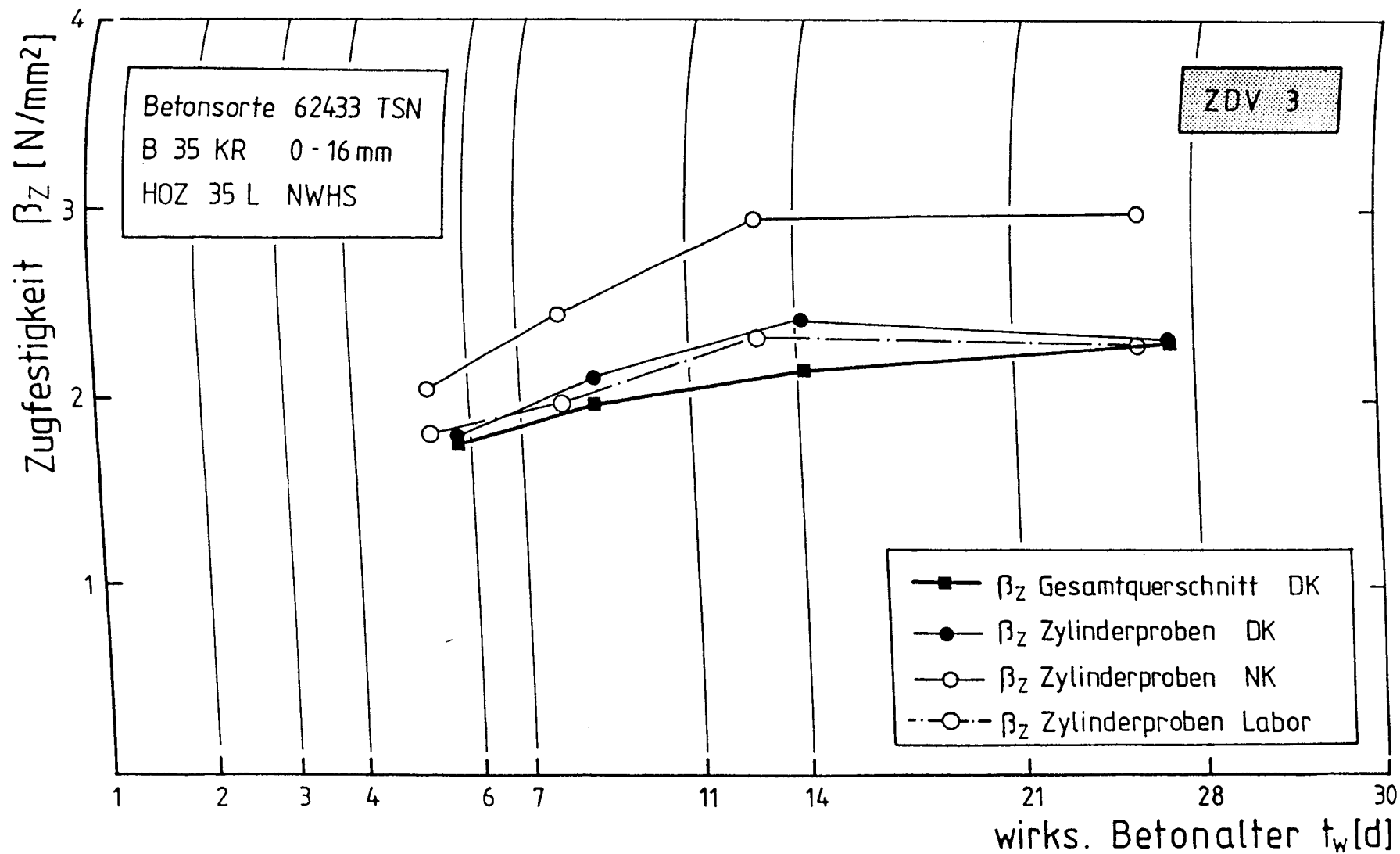


Abb. 4.29c: Vergleich der zentrischen Zugfestigkeiten in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter, Bauteilversuch ZDV3 (Gesamtquerschnitt, Mittelwerte der Zylinderproben)

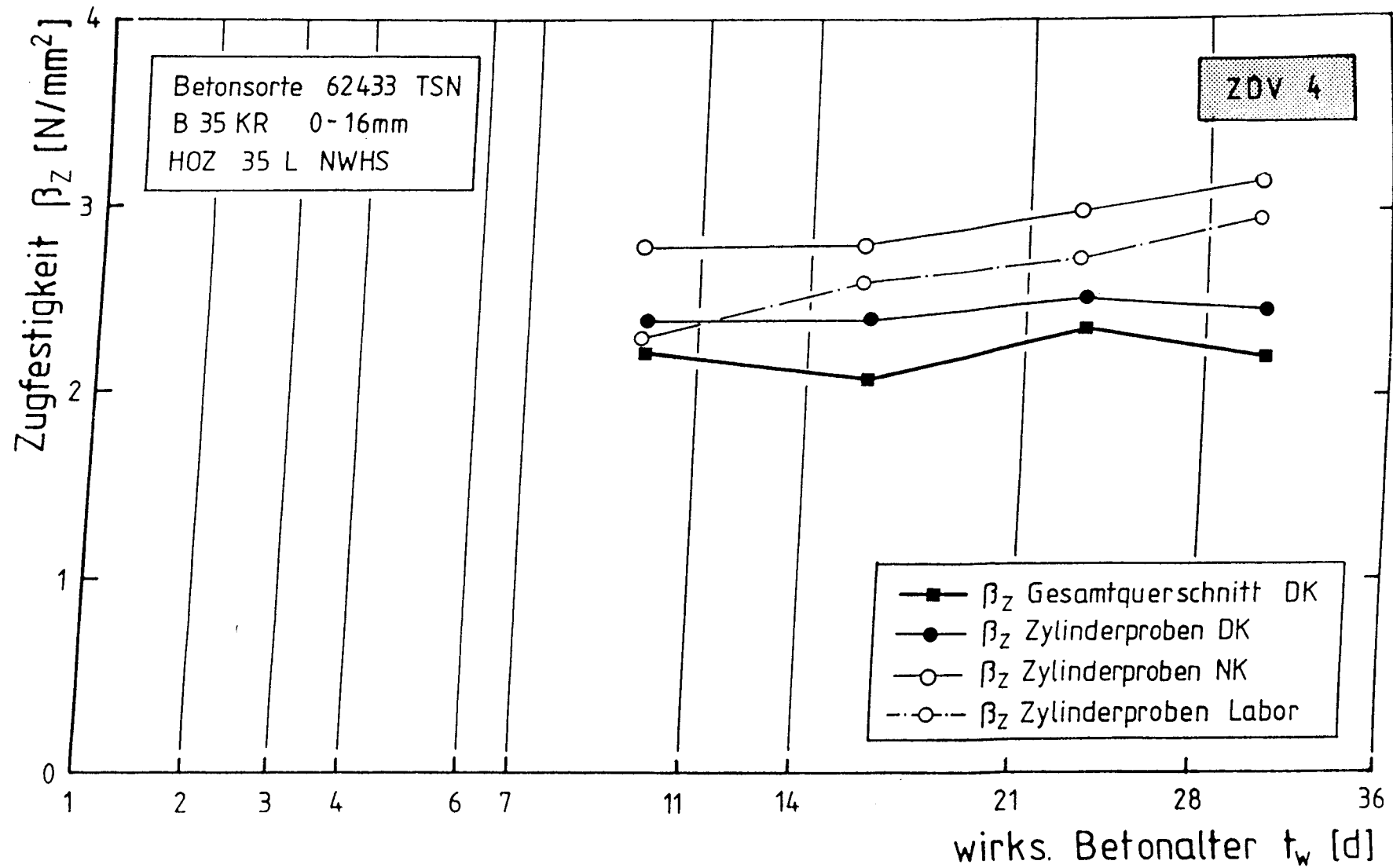


Abb. 4.29d: Vergleich der zentrischen Zugfestigkeiten in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter, Bauteilversuch ZDV4 (Gesamtquerschnitt, Mittelwerte der Zylinderproben)

$t_w \approx 23 \text{ d}/26 \text{ d}$) beträgt die Festigkeitsminderung ca. 13 %. Bei den Versuchen ZDV3 und ZDV4 wurden nach fast vierwöchiger Zwangbeanspruchung sogar Einbußen von über 22 % registriert.

Vergleicht man die gemittelten Werte der Zylinderproben mit der gemessenen Reißspannung im gezwängten Bauteil, so läßt sich in vielen Fällen eine recht gute Übereinstimmung feststellen (Versuch ZDV1 bis ZDV3). Dies bestätigt die getroffene Annahme, daß die Einzelproben im Kurzzeitversuch, sofern sie die gleiche Temperatur- und Belastungsgeschichte erfahren haben und in Richtung der vorherigen Beanspruchung geprüft werden, sich i.M. gleich verhalten wie das Gesamtbauteil unter Langzeitbeanspruchung. Daß in den Abb. 4.29 a-d zu einzelnen Prüfzeitpunkten dennoch Unterschiede zwischen dem Mittelwert der Zylinderproben und der Zugfestigkeit des Gesamtquerschnitts feststellbar sind, ist auf andere Ursachen zurückzuführen. Diese werden im Abschn. 4.7.1 noch näher untersucht.

Die gemessenen Zugfestigkeiten der Laborprüfkörper sind ebenfalls in den Abb. 4.29 a-d aufgeführt. Sie weisen gegenüber den Bauteilproben größtenteils erhebliche Minderfestigkeiten auf, die in der unterschiedlichen Betonierrichtung begründet liegen (vergl. Abschn. 4.6.1).

Bezieht man die Festigkeitsunterschiede zwischen Dehn- und Nebenkörper auf die Zugfestigkeiten des unbelasteten Nebenkörpers, so läßt sich der Einfluß der Zwangbeanspruchung als altersabhängige prozentuale Festigkeitsminderung ausdrücken. In Abb. 4.30 sind die Zugfestigkeitsverluste in Abhängigkeit vom Betonalter aufgetragen. Bei der Berechnung der bezogenen Größen wurde das geringfügig höhere wirksame Alter der Dehnkörper vernachlässigt. Während beim Versuch ZDV1 im jungen Betonalter noch keine schädigende Wirkung erkennbar ist, zeigen die Werte ab einem Betonalter von etwa 4 Tagen eine Reduzierung der Zugfestigkeit. Obwohl in den Abb. 4.29 a-d die absoluten Festigkeitsdifferenzen mit zunehmendem Betonalter tendenziell größer werden, ist prozentual gesehen eine zeitabhängige Zunahme nicht feststellbar. Die Verluste bewegen sich im Alter von 4 bis 28 Tagen um einen konstanten Wert von knapp 15 %. Die Dauer der Zwangbeanspruchung sowie die Geschwindigkeit des Zwangaufbaus scheint keinen signifikanten Einfluß auf die Höhe der Festigkeitsminderung zu haben.

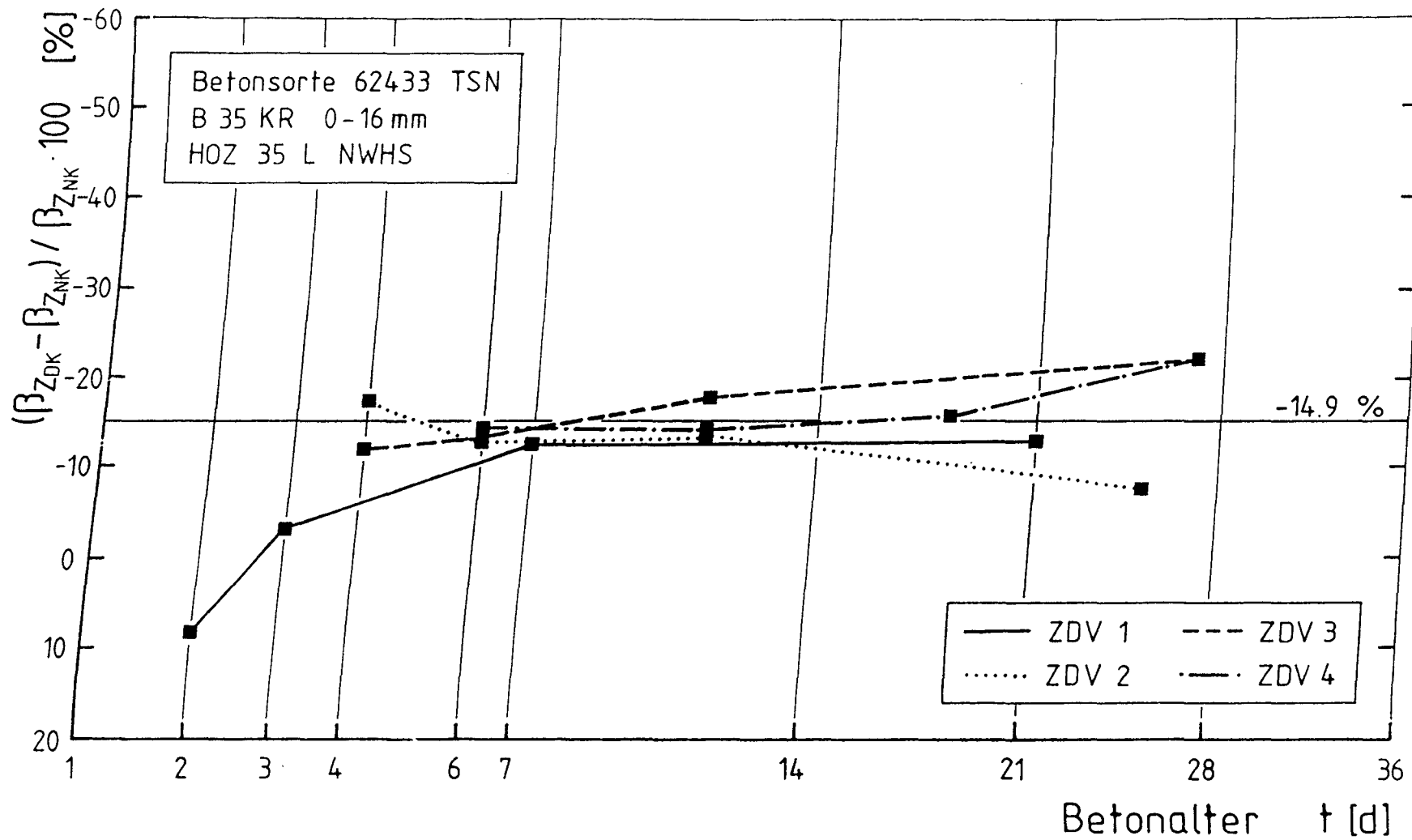


Abb. 4.30: Minderung der zentralen Zugfestigkeit infolge einer langandauernden Zwangbeanspruchung in Prozent, Bauteilversuche

Anschaulicher läßt sich der Zwangeinfluß mit Hilfe der c-Werte nach Heilmann darstellen. Bezieht man die altersabhängigen Zugfestigkeiten der Dehn- und Nebenkörper auf die jeweils aktuelle Zylinderdruckfestigkeit der gesondert hergestellten und gleich temperierten Laborproben, so erhält man einen zeitabhängigen Verlauf der c-Werte. In Abb. 4.31 sind die ermittelten Werte in Abhängigkeit vom Betonalter aufgetragen. Der Unterschied zwischen den Dehn- und Nebenkörperergebnissen ist klar ersichtlich. Werden die 48- und 72-Stunden-Werte (schraffiert) beim Versuch ZDVI nicht berücksichtigt, so ergibt sich zwischen den ausgleichenden Geraden ein fast konstanter Unterschied. Interessant ist auch, daß die c-Werte, sofern als Bezugsgröße die temperaturkompensierte Zylinderdruckfestigkeit gewählt wird, nahezu altersunabhängig sind. Für die Zugproben der unbelasteten Nebenkörper errechnet sich ein mittlerer c-Wert von 0,256 und die Proben der zwanggedehnten Dehnkörper ein Wert von 0,217 (ohne die 48- und 72-Stunden-Werte). Aus dem Verhältnis der beiden Zahlen läßt sich wiederum ein Festigkeitsverlust von ca. 15 % ablesen.

Die Ergebnisse in Abb. 4.31 lassen den Schluß zu, daß es möglich ist, die altersabhängige Zugfestigkeit im Bauwerk in guter Näherung anhand von Zylinderdruckproben zu approximieren, wenn diese entsprechend der Bauwerkstemperatur gelagert werden. Die dafür erforderliche Steuertemperatur ließe sich entweder aus Temperaturberechnungen ermitteln oder sie müßte aus Temperaturmessungen an vergleichbaren Bauteilen bekannt sein. Die mittlere zeitabhängige Betonzugfestigkeit im Bauwerk errechnet sich dann aus folgender Beziehung

$$\beta_z(t) \approx 0,25 \cdot \beta_c(t)^{2/3} . \quad (4.33)$$

Die gute Übereinstimmung der Rechenwerte nach Gl. (4.33) mit den mittleren Zugfestigkeitswerten der Nebenkörper ist in den Abb. 4.32 a-d zu sehen. Dieser Zusammenhang gilt zunächst nur für den Versuchsbeton und sollte anhand weiterer Betonrezepturen überprüft werden.

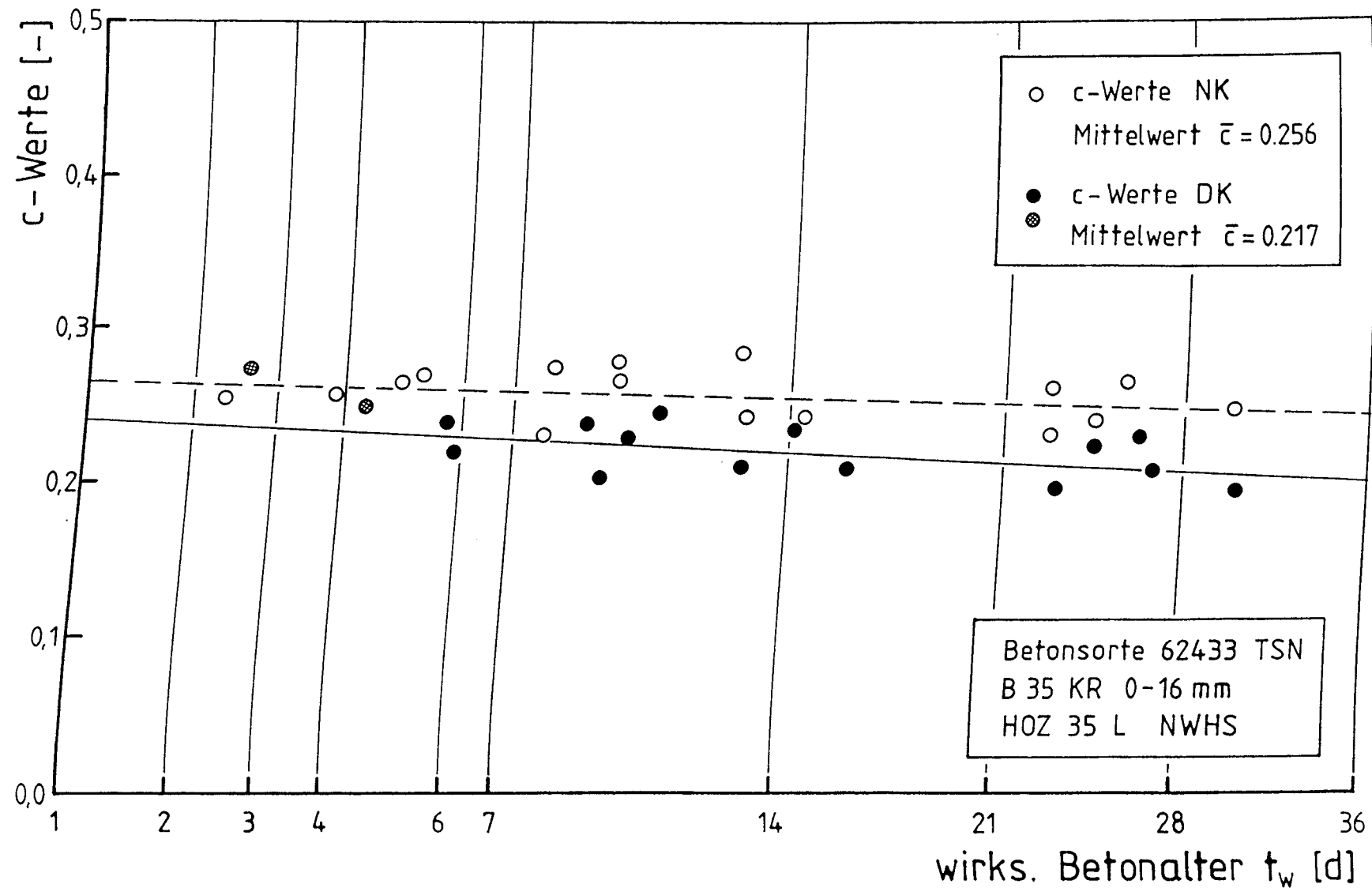


Abb. 4.31: Unterschied der c -Werte zwischen Dehnkörper (DK) und Nebenkörper (NK) in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter, Einfluß der Zwangbeanspruchung

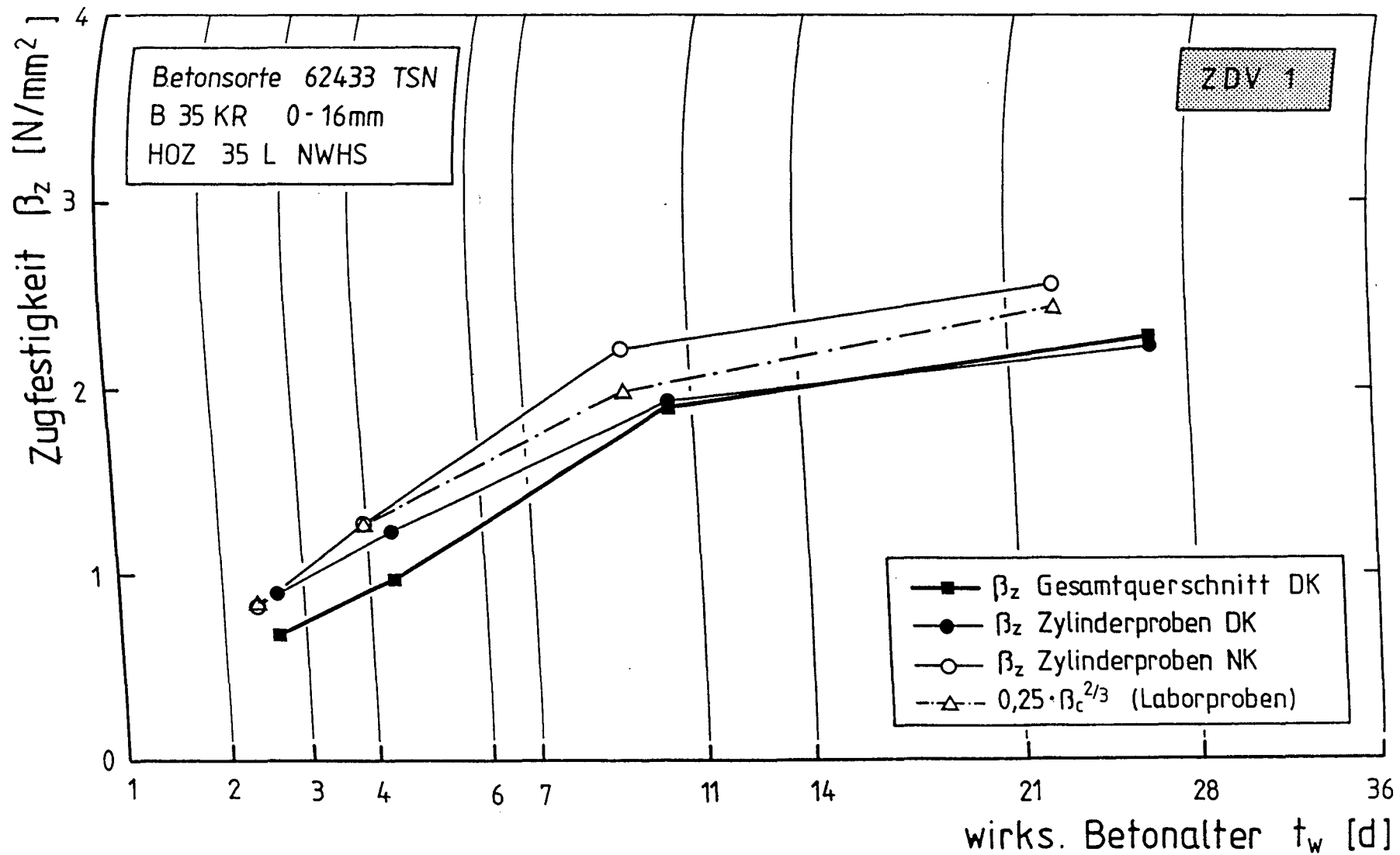


Abb. 4.32a: Vergleich der Bauteilzugfestigkeiten des Versuchs ZDV1 mit den rechnerischen Betonzugfestigkeiten, abhängig vom wirksamen Betonalter

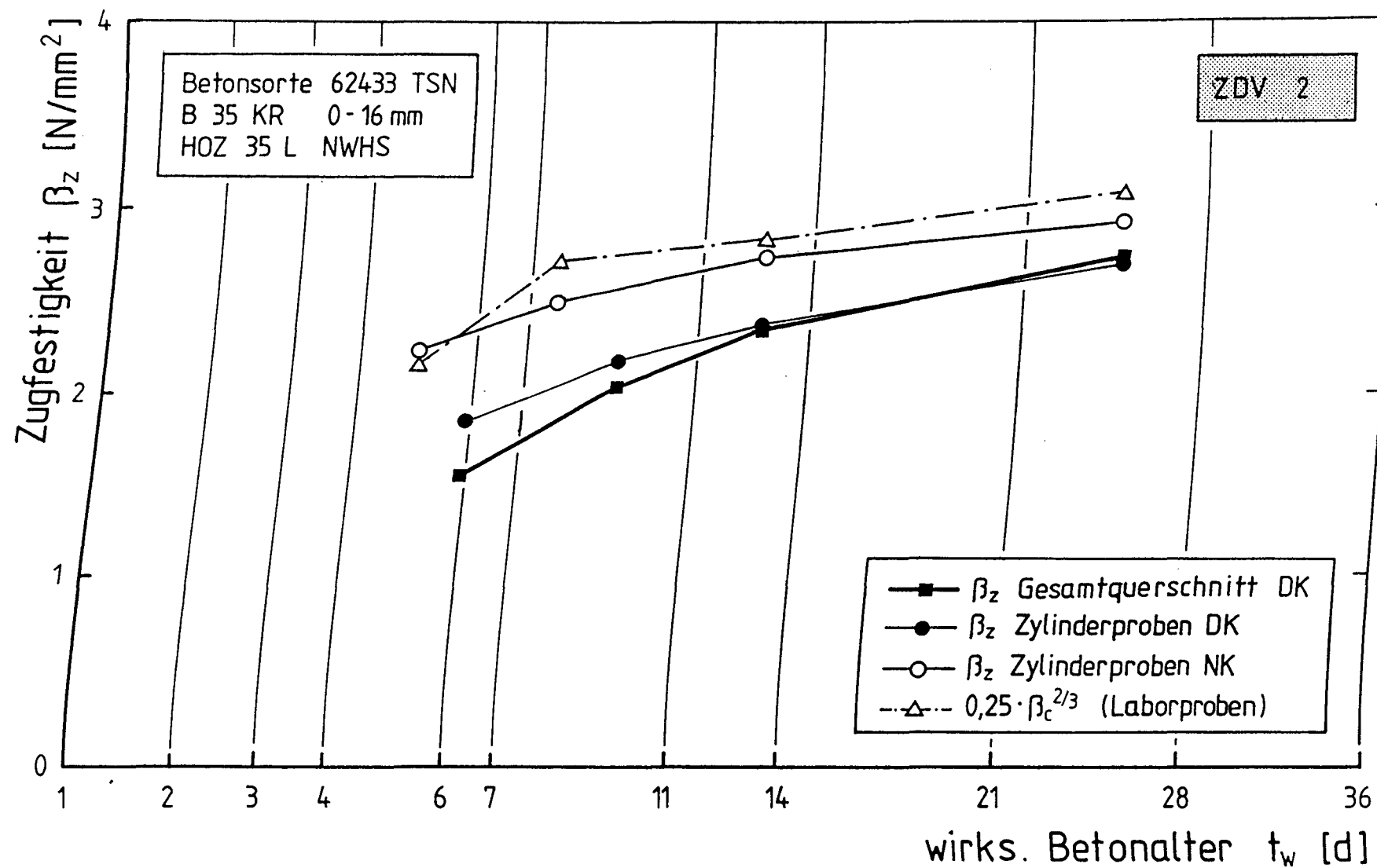


Abb. 4.32b: Vergleich der Bauteilzugfestigkeiten des Versuchs ZDV2 mit den rechnerischen Betonzugfestigkeiten, abhängig vom wirksamen Betonalter

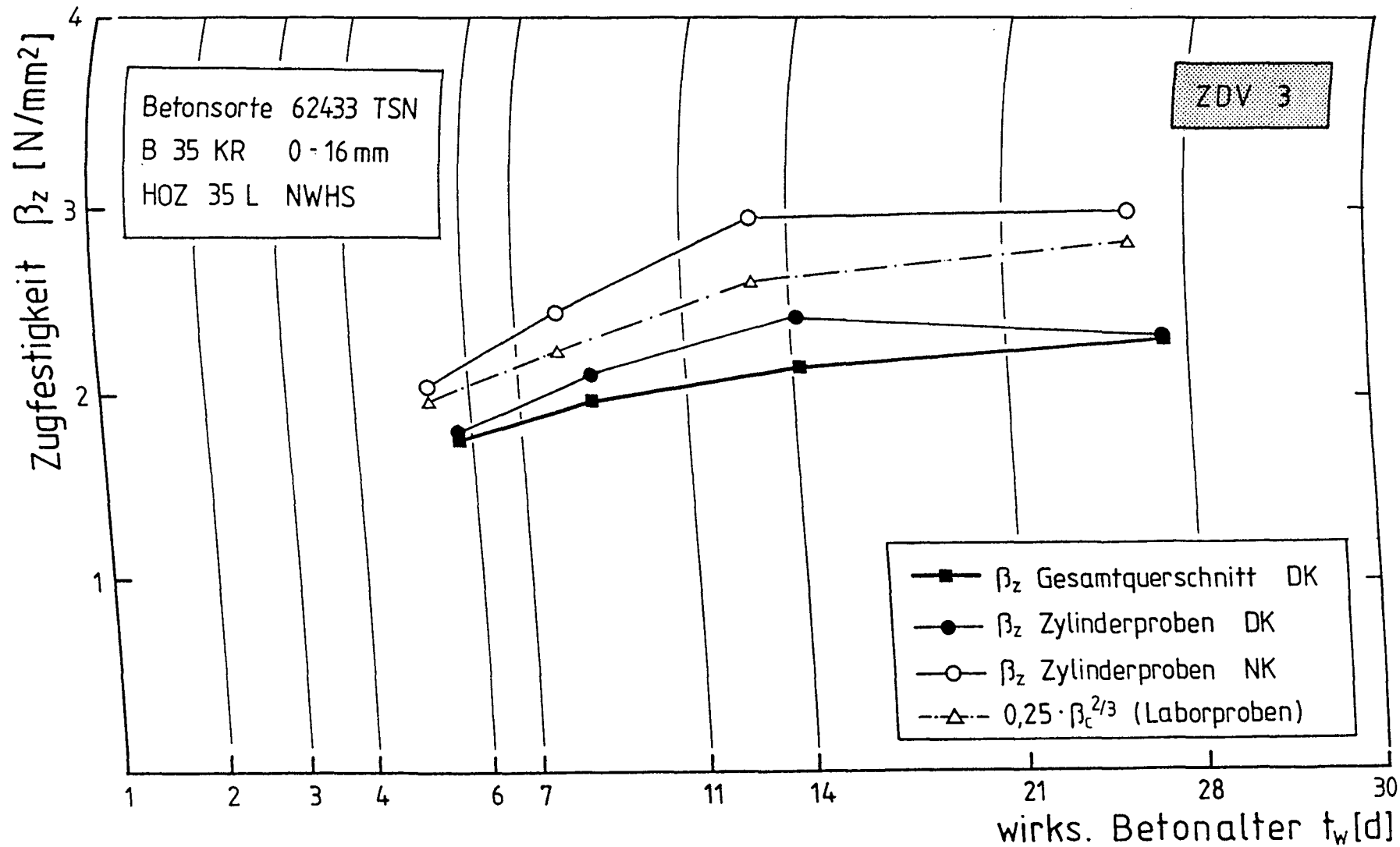


Abb. 4.32c: Vergleich der Bauteilzugfestigkeiten des Versuchs ZDV3 mit den rechnerischen Betonzugfestigkeiten, abhängig vom wirksamen Betonalter

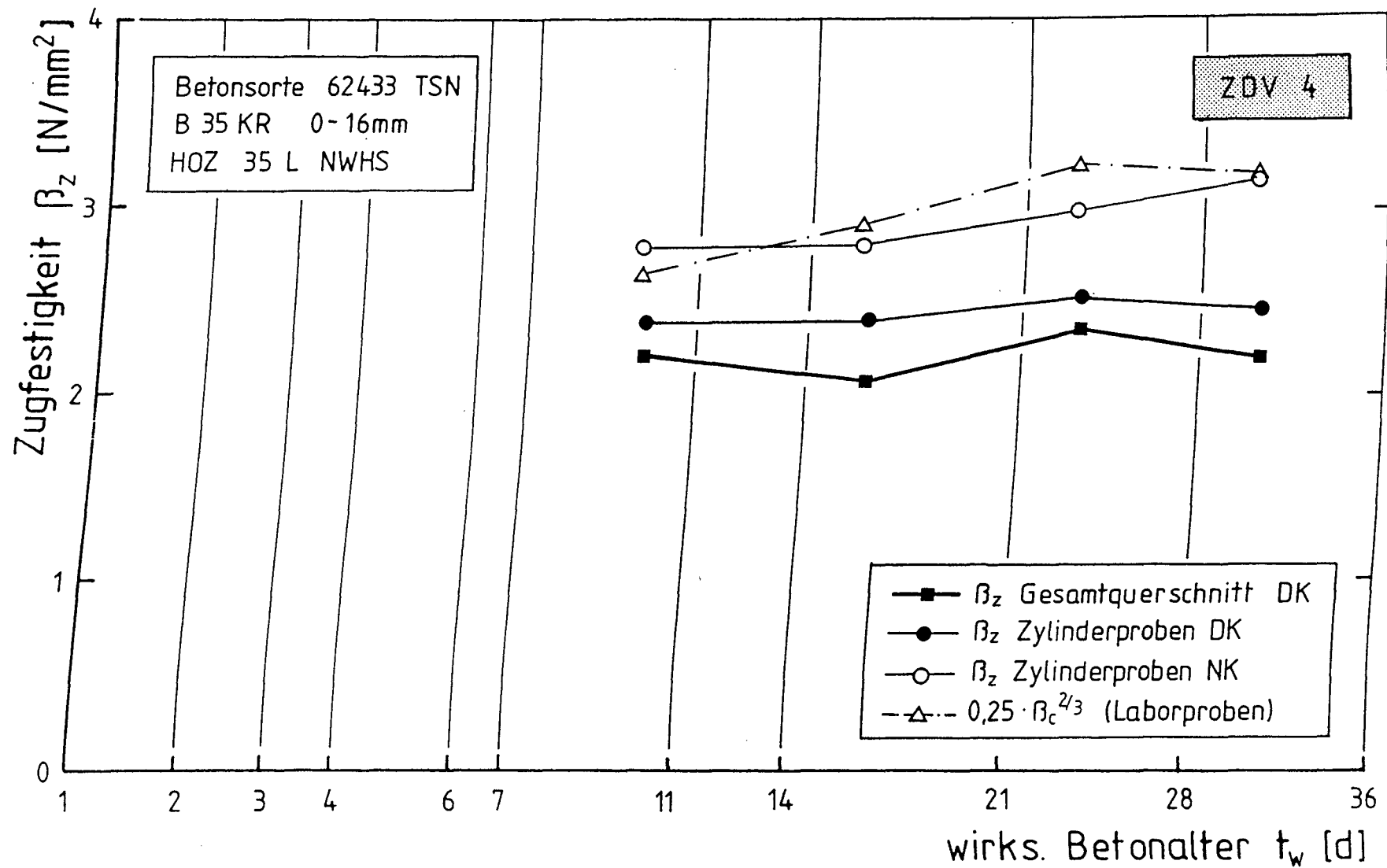


Abb. 4.32d: Vergleich der Bauteilzugfestigkeiten des Versuchs ZDV4 mit den rechnerischen Betonzugfestigkeiten, abhängig vom wirksamen Betonalter

4.6.3.2 Einfluß der Zwangbeanspruchung auf die Spaltzugfestigkeit

Wie bei der zentrischen Zugfestigkeit, läßt sich auch für die Spaltzugfestigkeit eine schädigende Wirkung der Zwangbeanspruchung nachweisen. Die Festigkeitsunterschiede sind aber weniger signifikant, als bei den zentrischen Zugproben. In den Abb. 4.33 a-d ist die mittlere Spaltzugfestigkeit aus den Zwangdehnversuchen ZDV1 bis ZDV4 analog zur Zugfestigkeit in den Abb. 4.29 a-d in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter aufgetragen. Sieht man vom Versuch ZDV2 ab, dann liegen die Zugfestigkeiten der Nebenkörperproben jeweils nur geringfügig höher als die der Dehnkörper. So beträgt der Verlust an Spaltzugfestigkeit z.B. beim Versuch ZDV3 nur etwa 5 % und beim Versuch ZDV4 i.M. etwa 7,5 %. Wie bei der zentrischen Zugfestigkeit, scheint die Dauer der Zugbeanspruchung keinen besonderen Einfluß auf die Höhe der Spaltzugfestigkeitsminderung zu haben, jedoch reagiert die Spaltzugfestigkeit insgesamt unempfindlicher als die zentrische Zugfestigkeit.

Die gesondert hergestellten Laborspaltzugproben weisen hingegen weitaus höhere Festigkeiten auf. So erreichen die unter gleichen Temperaturbedingungen gelagerten Laborproben im Versuch ZDV4 bis zu 50 % höhere Spaltzugfestigkeiten als die Bauwerksproben. Das Verhältnis der Spaltzugfestigkeit im Bauwerk β_{szNK} zur Laborspaltzugfestigkeit β_{szL} beträgt zum letzten Prüfzeitpunkt nur noch 0,66 und liegt damit weit unterhalb der Werte für Druck- und Zugfestigkeit (vergl. Abschn. 4.6.1). Da diese Unterschiede allein auf die schlechtere Verdichtung im Bauwerk zurückzuführen sind, erscheint fraglich.

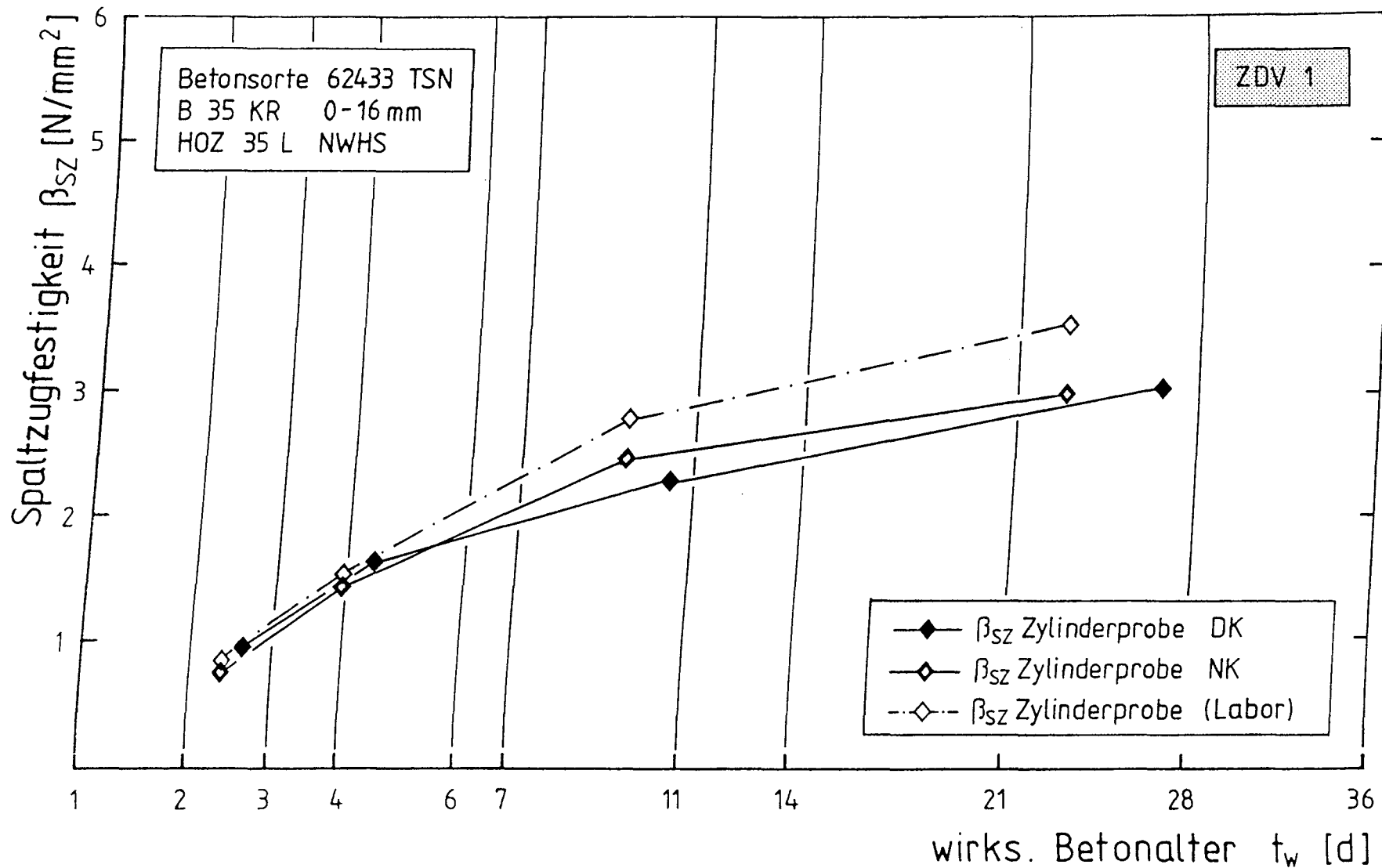


Abb. 4.33a: Vergleich der Spaltzugfestigkeiten des Bauteilversuchs ZDV1 in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter, Zylinderproben Dehnkörper, Nebenkörper und Laborprüfkörper

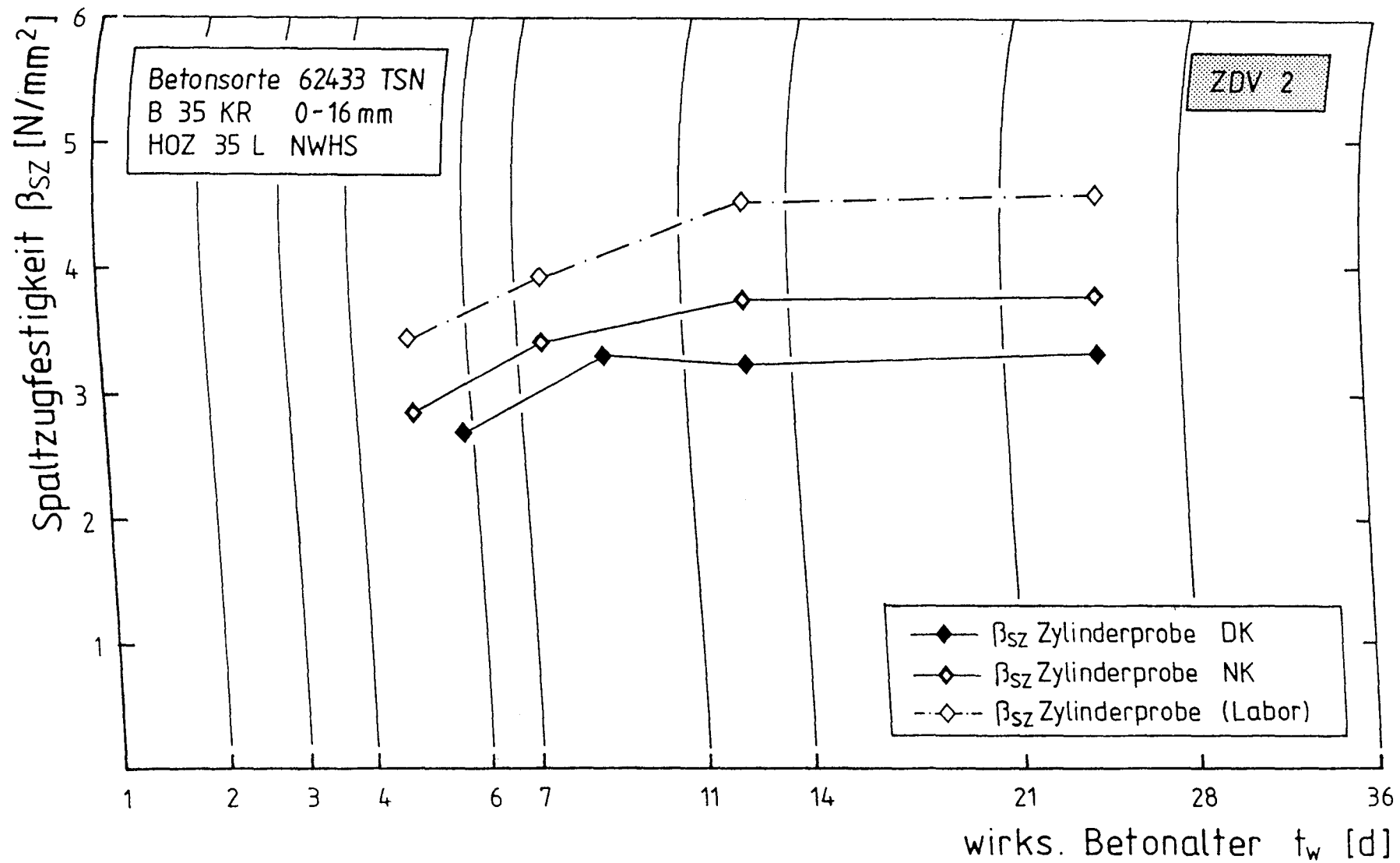


Abb. 4.33b: Vergleich der Spaltzugfestigkeiten des Bauteilversuchs ZDV2 in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter, Zylinderproben Dehnkörper, Nebenkörper und Laborprüfkörper

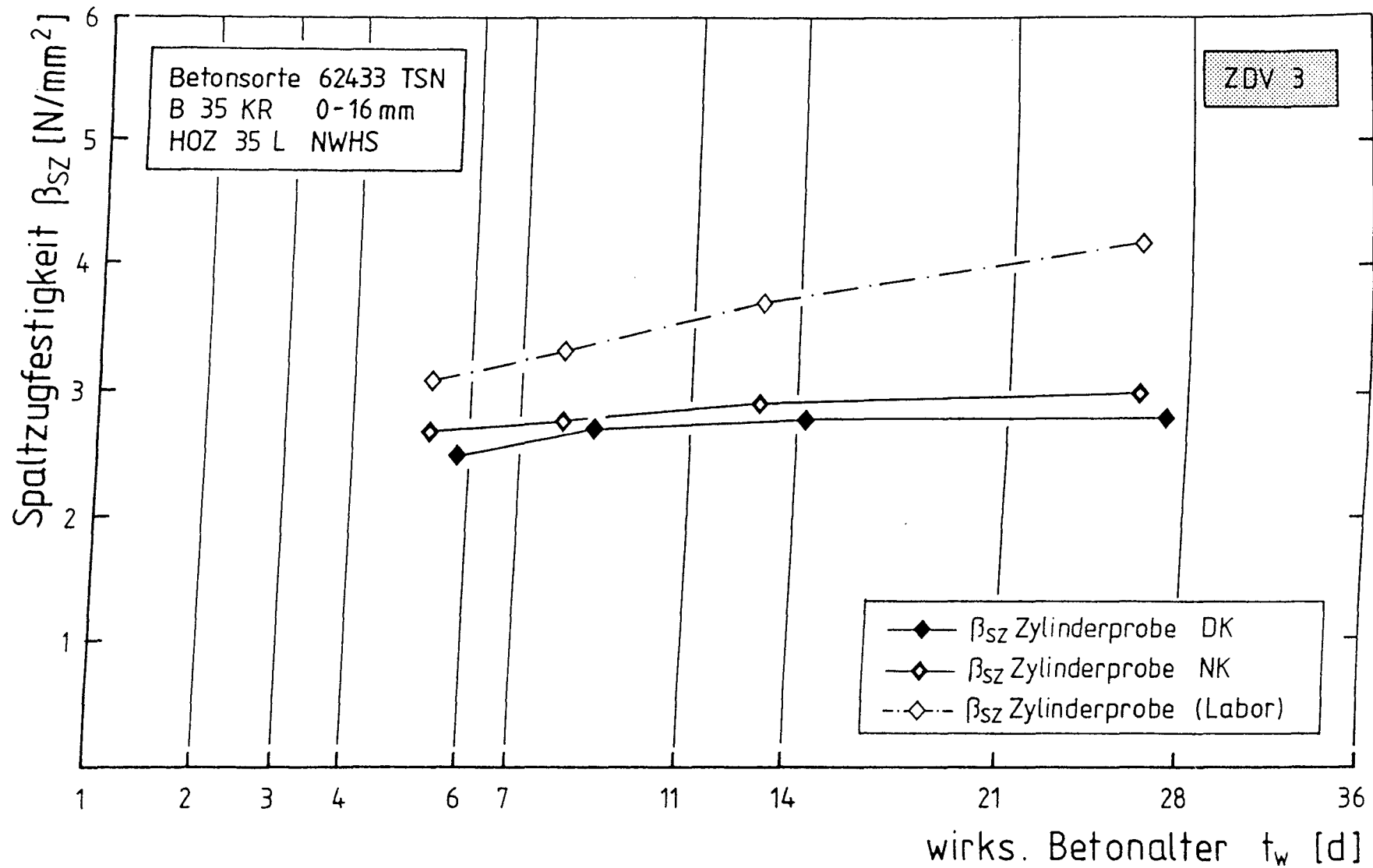


Abb. 4.33c: Vergleich der Spaltzugfestigkeiten des Bauteilversuchs ZDV3 in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter, Zylinderproben Dehnkörper, Nebenkörper und Laborprüfkörper

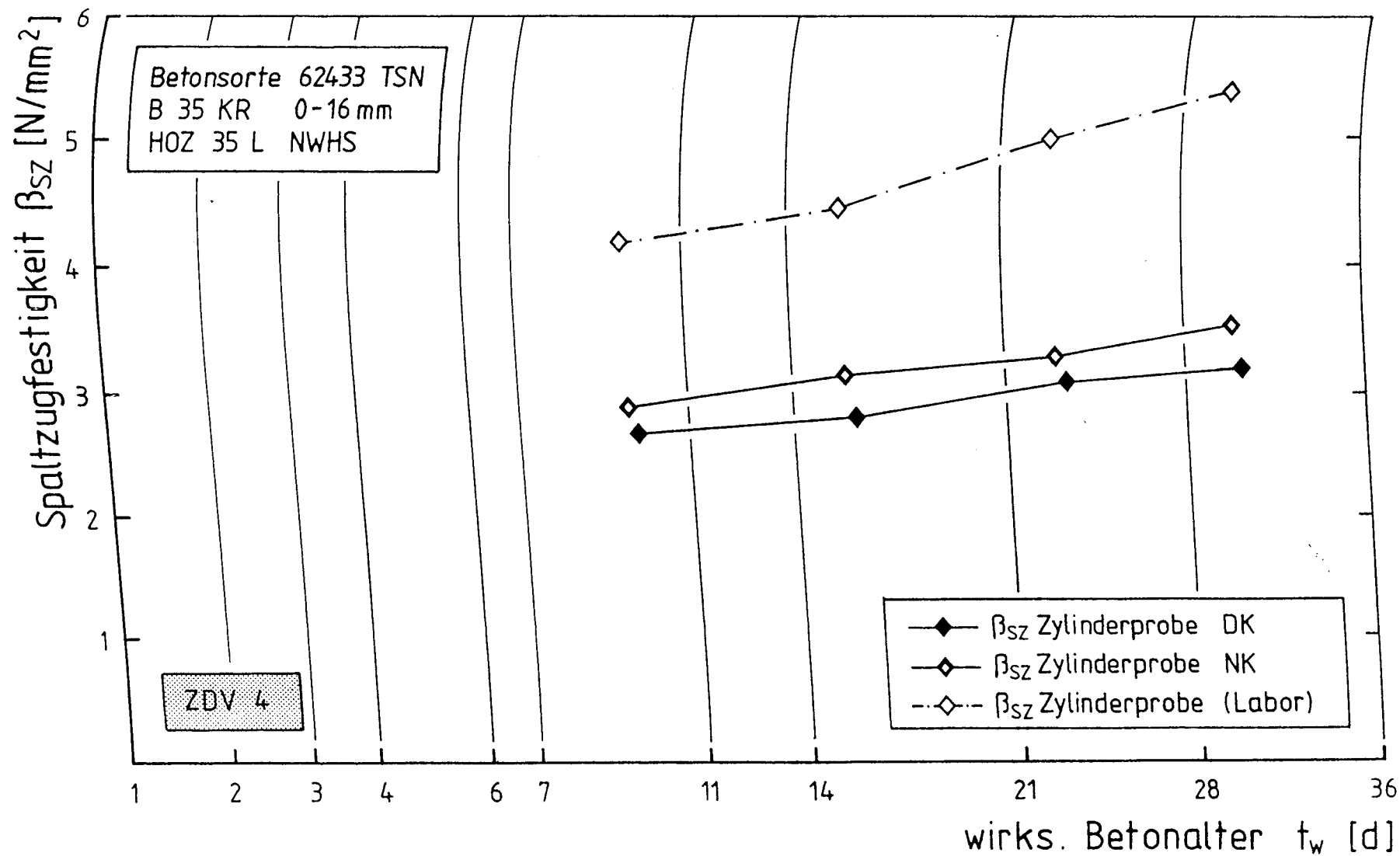


Abb. 4.33d: Vergleich der Spaltzugfestigkeiten des Bauteilversuchs ZDV4 in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter, Zylinderproben Dehnkörper, Nebenkörper und Laborprüfkörper

4.6.3.3 Einfluß der Zwangbeanspruchung auf den Zugelastizitätsmodul

In den Versuchen ZDV3 und ZDV4 wurden zusätzliche Zugelastizitätsmodulprüfungen an Bauwerksproben durchgeführt. Aus beiden Versuchskörpern wurde je ein Bohrkern mit einem Durchmesser von 150 mm entnommen, um daraus analog zu den Zugproben jeweils drei Prüfkörper für die Ermittlung des Zug-E-Moduls zu gewinnen (vergl. Abschn. 3.6.6). Eine größere Anzahl von Versuchskörpern je Prüftermin zu untersuchen war wegen des zeitlichen Aufwands der E-Modulprüfungen nicht möglich.

Systematische Unterschiede wie bei den zentrischen Zugproben und den Spaltzugproben lassen die Ergebnisse der Zugelastizitätsmodulprüfungen in den Abb. 4.34 a und b nicht erkennen. Zwar zeigen auch hier die gesondert hergestellten Laborproben überwiegend größere Steifigkeiten als die Bauwerksproben, die Unterschiede sind aber weniger deutlich ausgeprägt. Der überproportional starke Anstieg bei den Laborwerten ab einem Alter von ca. 11 Tagen ist auf die geraffte Darstellung des Betonalters im Wurzelmaßstab zurückzuführen.

Ein Einfluß der Zwangbeanspruchung auf den Zug-E-Modul ist in den ersten 14 Tagen nicht erkennbar, die Steifigkeit der vorbelasteten Dehnkörperproben liegt bis zu diesem Zeitpunkt sogar höher als die der Nebenkörper. Erst danach ist bei den Dehnkörperproben im Versuch ZDV4 die Tendenz einer "Verweichung" zu erkennen. Eine gesicherte Aussage läßt daraus jedoch nicht ableiten. Auf eine Quantifizierung des Einflusses wird angesichts der geringen Anzahl der Bauwerksproben (drei Bohrkern je Prüftermin) verzichtet.

Entsprechend den Ausführungen in Abschn. 4.6.1 ergaben sich auch bei den E-Modul-Prüfungen Differenzen in den Zugfestigkeiten, die auf die unterschiedliche Betonierichtung der Prüfkörper zurückzuführen sind. Auf eine Darstellung dieser Ergebnisse wird verzichtet.

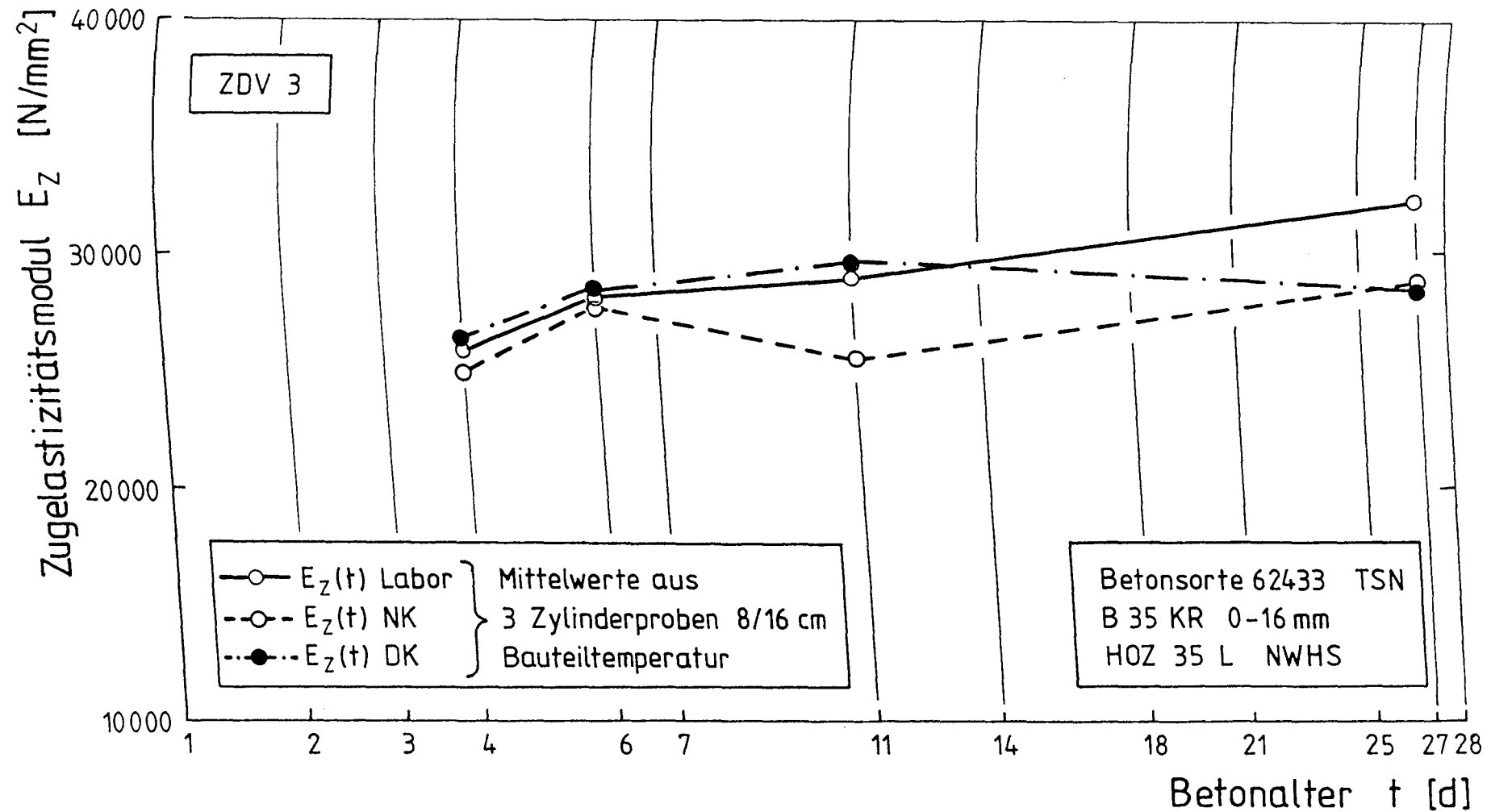


Abb. 4.34a: Vergleich der Zugelastizitätsmodule des Bauteilversuchs ZDV3 in Abhängigkeit vom Betonalter, gebohrte Zylinderproben aus Dehnkörper und Nebenkörper sowie Laborprüfkörper

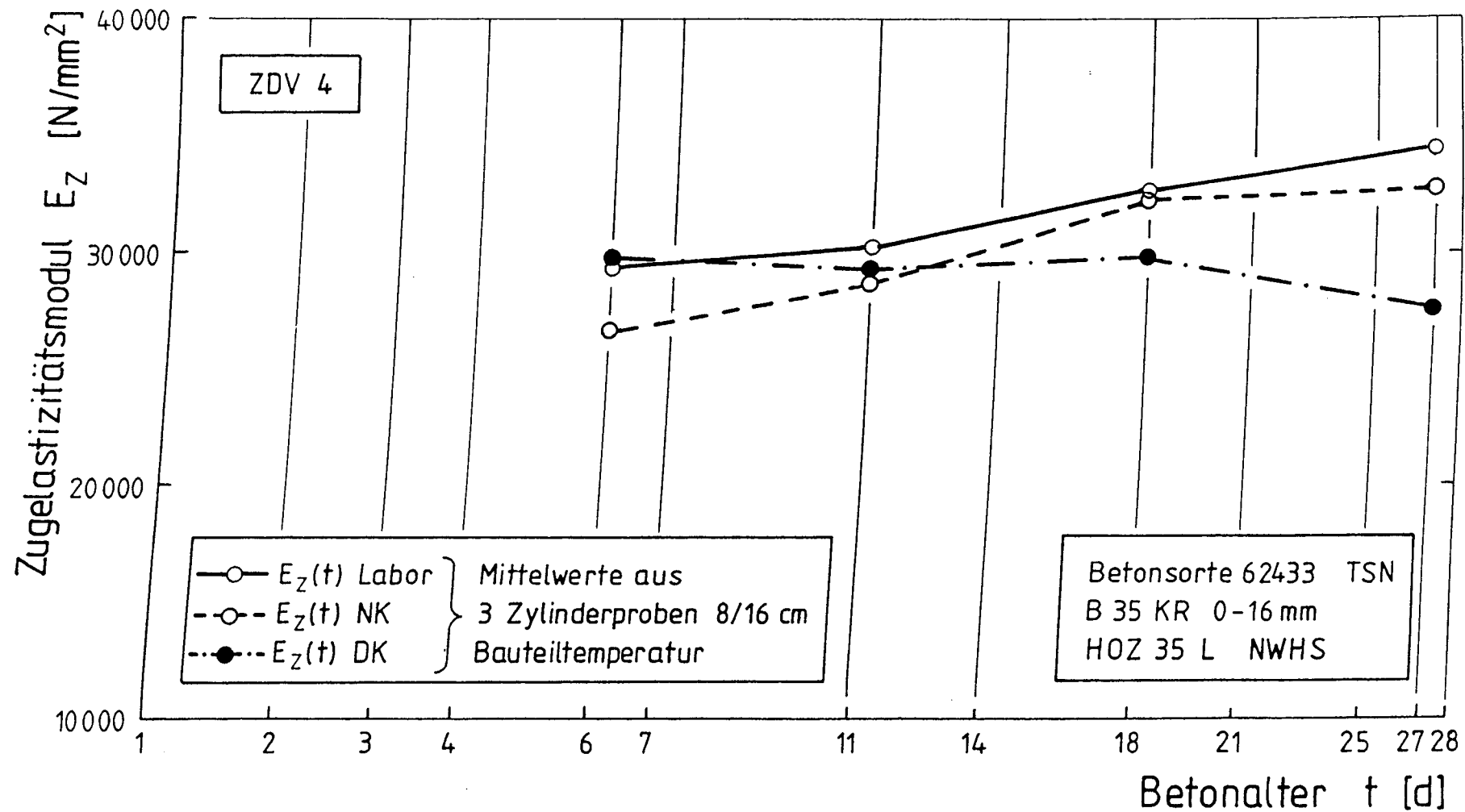


Abb. 4.34b: Vergleich der Zugelastizitätsmodule des Bauteilversuchs ZDV4 in Abhängigkeit vom Betonalter, gebohrte Zylinderproben aus Dehnkörper und Nebenkörper sowie Laborprüfkörper

4.7 Weitere Ergebnisse der Bauteilversuche

Während der Durchführung der Bauteilversuche wurden außer den bisher dargestellten Untersuchungsergebnissen weitere Erkenntnisse gewonnen, über die im weiteren kurz berichtet werden soll. Sie waren nicht Gegenstand des Forschungsvorhabens und wurden deshalb auch nicht systematisch ausgewertet.

4.7.1 Sonstige Einflüsse auf die Bauwerkszugfestigkeit

Wie bereits die Abb. 4.29 a-d zeigten, waren die RiBspannungen der Zwangdehnkörper z.T. geringer als die Zugfestigkeiten der entnommenen Einzelproben. Da diese Unterschiede nur in Einzelfällen auftraten, scheidet die unterschiedliche Belastungsgeschwindigkeit als mögliche Ursache aus. Betrachtet man die RiBbilder der einzelnen Versuchskörper, so fällt auf, daß die Durchrisse an bestimmten Stellen im Bauteil auftreten.

In Abb. 4.35 a und b ist die Lage der ersten beiden Zwangrisse (nach 48 bzw. 72 Stunden) des Versuchskörpers ZDV1 angegeben. Vergleicht man die RiBbilder mit dem Bewehrungsplan in Abb. 3.6, so ist zu erkennen, daß die Risse exakt an den Stellen eingetreten sind, an denen die Bügel zur Stabilisierung der Längsbewehrung eingelegt wurden. Das gleiche Bild ergibt sich bei Betrachtung der RiBbilder des Versuchs ZDV2. Auch hier traten die ersten zwei Risse wiederum genau an den beiden Bügelstellen auf. Bei den weiteren Rissen stimmten dann die Zugfestigkeiten der Einzelproben mit den RiBspannungen im Gesamtquerschnitt überein. Nachdem die eingelegten Bügel als Ursache für die reduzierte RiBlast erkannt worden waren, wurde im dritten Zwangdehnversuch auf eine Bügelbewehrung verzichtet. Die Längsbewehrung wurde stattdessen auf eine Bügelbewehrung abgehängt und während des Betonierens in Position gehalten. Bei diesem Versuch trat der Erstriß an der Einleitungsstelle der Thermoelemente, also exakt in Bauteilmitte auf, ohne jedoch zu einer größeren RiBlastreduzierung zu führen. Auch beim Versuch ZDV1 stimmte die Zwangrißstelle nach 21 Tagen mit der Lage des Thermoelementbündels überein. Die Liste der vorgezeichneten Zwangrißstellen läßt sich noch weiter fortführen. Eine komplette Darstellung der RiBbilder der einzelnen Versuche ist im Anhangband wiedergegeben.

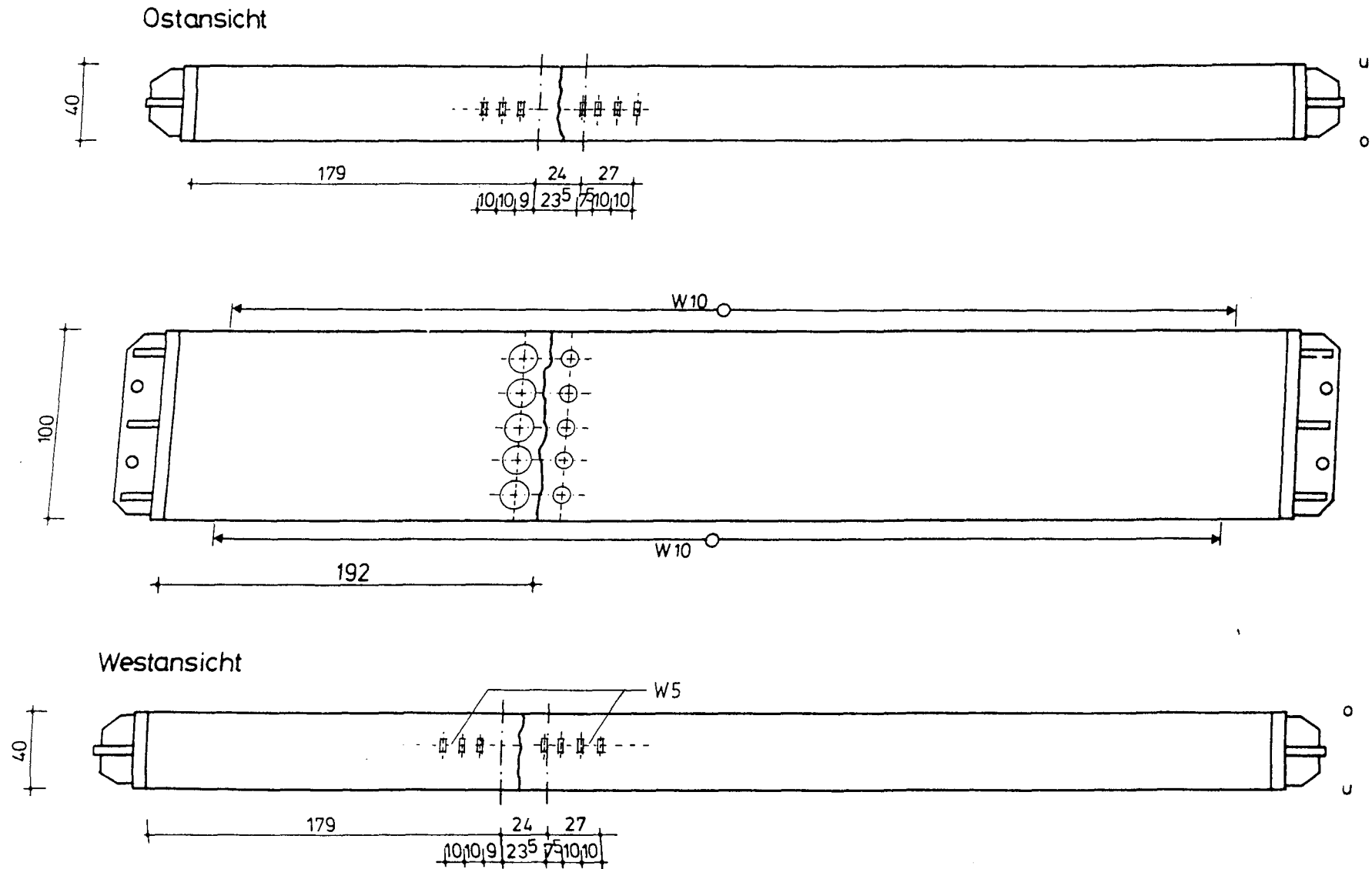


Abb. 4.35a: Lage des ersten Zwangrisses im Versuch ZDV1, Dehnkörper

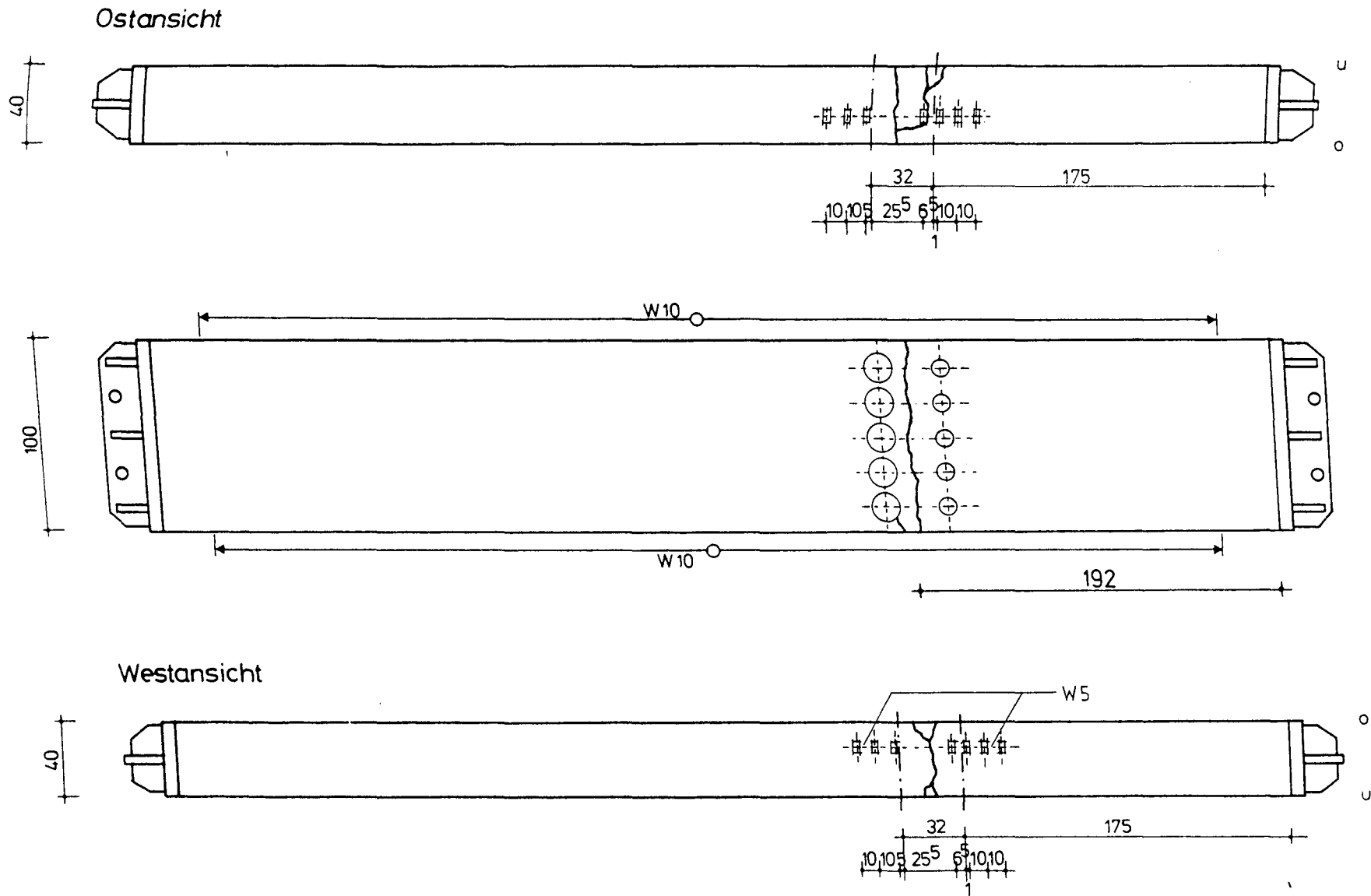


Abb. 4.35b: Lage des zweiten Zwangrisses im Versuch ZDV1, Dehnkörper

Schwierigkeiten macht die zahlenmäßige Erfassung dieser festigkeitsmindernden Einflüsse. In den Versuchen ZDV1 und ZDV2 führten die Bügeleinlagen zu einer Reduzierung zwischen 0 und ca. 24 % (vergl. Tab. 4.4) gegenüber den Einzelproben. Die Rißlasten wurden dabei auf den Nettoquerschnitt des Versuchskörpers bezogen.

Tabelle 4.4: Rißspannungen und mittlere Zugfestigkeit der Zylinderproben der Zwangdehnversuche ZDV1 bis ZDV4

Versuch	Rißzeitpunkt [d]	Gesamtquerschnitt $\beta_{Z\ DK}$ [N/mm ²]	Zylinderproben $\beta_{Z\ DK}$ [N/mm ²]	Reduzierung [%]
ZDV 1	2	0,68	0,90	24,4
	3	0,98	1,24	21,0
	7	1,91	1,94	1,6
	21	2,29	2,24	- 2,2
ZDV 2	4	1,54	1,84	16,3
	6	2,03	2,17	6,5
	11	2,34	2,36	0,9
	25	2,74	2,71	- 1,1
ZDV 3	4	1,76	1,81	2,8
	6	1,98	2,12	6,6
	11	2,16	2,43	11,1
	27	2,31	2,33	0,9
ZDV 4	6	2,20	2,38	7,6
	11	2,07	2,40	13,8
	18	2,35	2,52	6,8
	27	2,20	2,46	10,6

Es muß davon ausgegangen werden, daß die Zugfestigkeit im Bauwerk durch Störungen im Betongefüge erheblich beeinflußt werden kann. Bügelbewehrung, Kornnester o.ä. führen bei Zugbeanspruchung zu Spannungsspitzen und wirken als Initialstellen für eine Rißbildung. Sie setzen unter Umständen die Zugfestigkeit herab. Die vorliegenden Versuchsergebnisse reichen nicht aus,

um den Einfluß dieser Störungen zu quantifizieren, hierzu bedarf es weiterer Untersuchungen.

4.7.2 Vergleich der Variationskoeffizienten

Berücksichtigt man nur die Proben bis zu einem Alter von 28 Tagen, so wurden im Rahmen dieser Forschungsarbeit ca. 2100 Prüfkörper untersucht, von denen fast die Hälfte zentrische Zugproben waren. Obwohl wegen der unterschiedlichen Alterstufen, Temperaturgeschichten, Betonierrichtung u.ä. nur Teilmengen miteinander vergleichbar sind, lassen sich doch einige grundsätzliche Aussagen über die Streuung der Versuchswerte machen.

Konkrete Angaben über die Streubreite von Zug- und Spaltzugprüfungen in der Literatur sind rar. Dies liegt überwiegend an dem technischen Aufwand, der vor allem mit der Durchführung der zentrischen Zugprüfungen verbunden ist. Die Tabelle 4.5 enthält Angaben über Variationskoeffizienten V_z für die rechnerische Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit nach /65/, die sich aus den Variationskoeffizienten V_c für die c -Werte nach /24/ ermitteln lassen. Entsprechende Angaben für die Spaltzugfestigkeit sind /65/ zu entnehmen.

Tabelle 4.5: Variationskoeffizienten für die rechnerische Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit /65/

β_{WN}	Variationskoeffizient		
	c - Werte V_c	Würfeldruckfestigkeit V_w	Betonzugfestigkeit V_z
B 10/15	0,187	0,280	0,265
B 25/35	0,187	0,215	0,236
B 45/55	0,187	0,155	0,214

In /64/ werden für die zentrischen Zugversuche Variationskoeffizienten von knapp 18 % angegeben. Für die Spaltzugfestigkeit wurde ein Wert von etwa 13 % ermittelt.

Vergleicht man diese Angaben mit Versuchsergebnissen in dieser Forschungsarbeit, so sind erhebliche Unterschiede bei der Streuung erkennbar. In Abb.

4.36 sind die mittleren Variationskoeffizienten der Laborprüfkörper in Abhängigkeit von der Prüfmethode dargestellt. Während die Koeffizienten für die Druckfestigkeit mit etwa 5 % in dem Bereich liegen, den man bei gut verdichteten und sorgfältig gelagerten Laborproben erwartet, liegen die Werte für die zentrische Zugfestigkeit mit etwas mehr als 10 % und für die Spaltzugfestigkeit mit ca. 7,5 % weit unter den Erwartungswerten. Aber auch die Variationskoeffizienten der Bauwerksproben, die in Abb. 4.37 dargestellt sind, fallen erheblich niedriger aus, als die Angaben in [65] vermuten lassen. Zwar sind die Werte für die Laborprüfkörper wie erwartet kleiner als die der Bauwerksproben, jedoch ist der Unterschied nur gering. Für die zentrischen Zugproben der Zwangdehnkörper wurde ein max. Variationskoeffizient von knapp 13 % ermittelt. Die Zwangbeanspruchung scheint keinen Einfluß auf die Streuung der Versuchswerte zu haben, wie ein Vergleich der Werte für Dehn- und Nebenkörper zeigt.

Die Variationskoeffizienten in Abb. 4.37 stellen Mittelwerte aus allen Bauteilversuchen dar. Die Werte für die einzelnen Versuche ZDV1 bis ZDV4 unterscheiden sich nur geringfügig.

Nach den vorliegenden Ergebnissen kommt man zu dem Schluß, daß die Betonzugfestigkeit im Bauwerk erheblich geringeren Streuungen unterworfen ist, als bisherige Untersuchungen und Angaben aus der Literatur vermuten lassen. Der Unterschied ist im wesentlichen auf die geringere Prüfstreuung heutiger Prüfmethoden zurückzuführen.

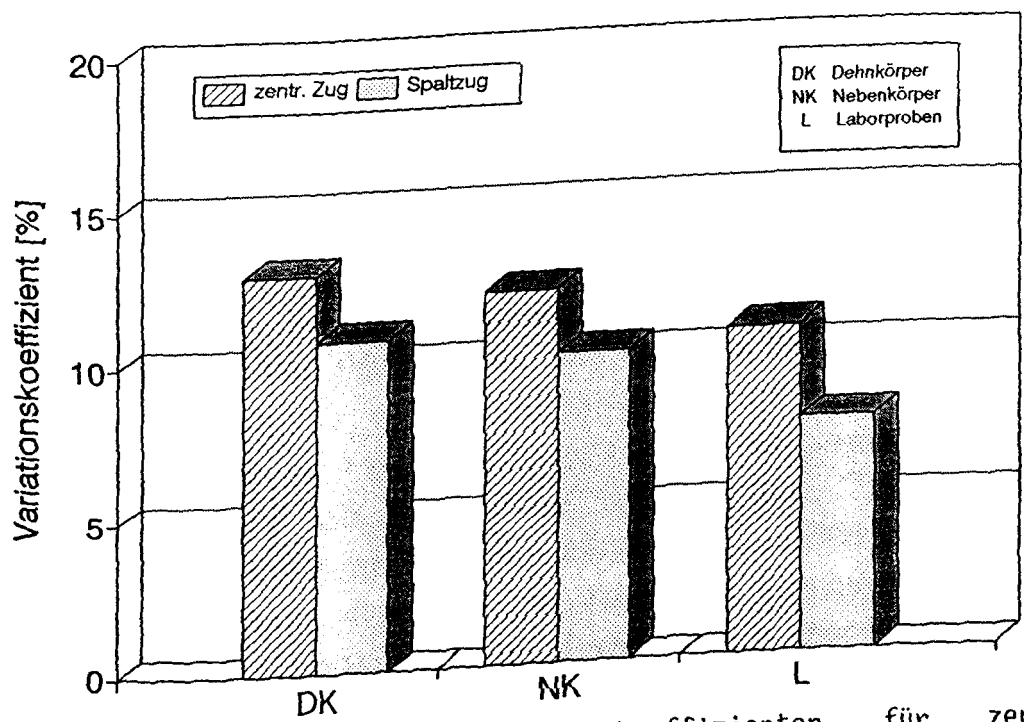


Abb. 4.36: Vergleich der Variationskoeffizienten für zentrische Zugfestigkeit und Spaltzugfestigkeit, abhängig vom Prüfkörper

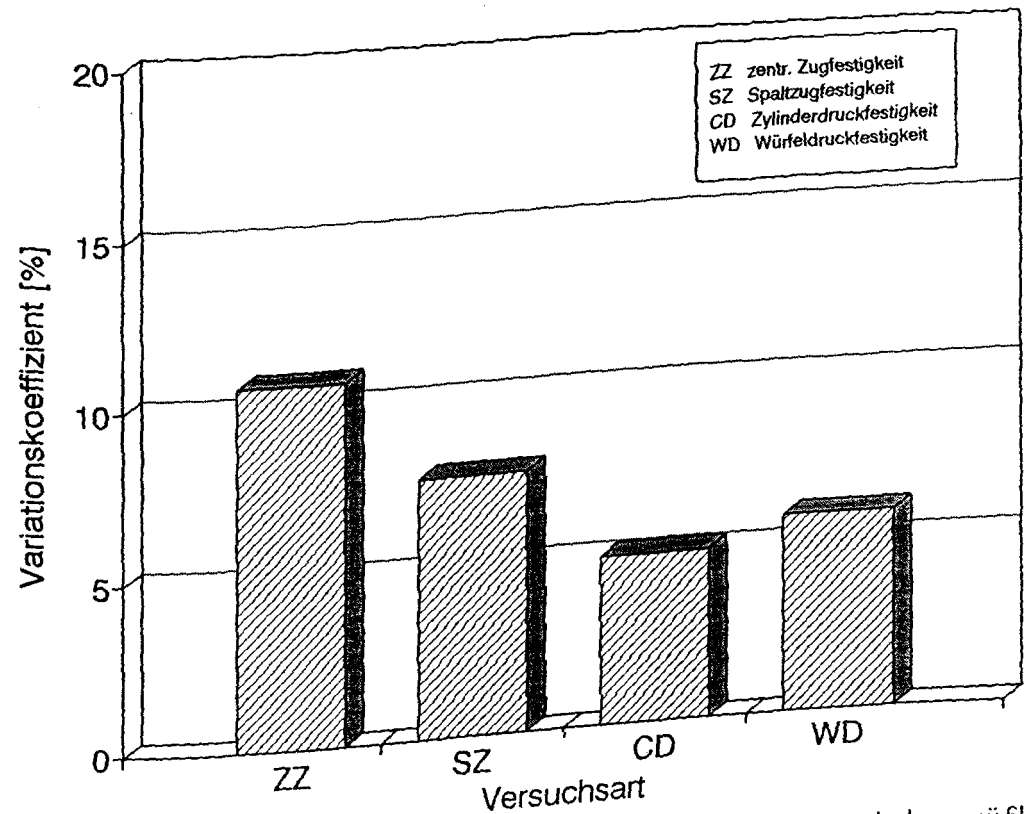


Abb. 4.37: Vergleich der Variationskoeffizienten der Laborprüfkörper abhängig von der Versuchsart

4.7.3 Rißbildung und Rißbreiten

Die Lage der Zwangrisse wurde für den Bauteilversuch ZDV1 z.T. bereits in den Abbildungen 4.35 a und b dargestellt. Alle weiteren Rißbilder sind dem gesonderten Anlagenband zu entnehmen.

Wegen der Lage der Lasteinleitungsbewehrung, die aus versuchstechnischen Gründen nicht mit der üblichen Lage einer Mindestbewehrung in einer massigen Wand übereinstimmen konnte, sowie aufgrund der zahlreichen Bohrkernöffnungen im Versuchskörper, war eine sinnvolle Auswertung der Rißbreiten und der Rißabstände nicht möglich. Zwar wurden nach jedem Trennriß die Rißbreiten gemessen, die von einem Zwangriß zum anderen stark streuenden Ergebnisse (Rißbreiten zwischen 0,1 und 0,5 mm) zeigen aber, daß eine Überprüfung mit bekannten Rißformeln nicht sinnvoll erscheint. Daher wurde auf weitergehende Untersuchungen verzichtet.

4.8 Vergleich der Bauwerkszugfestigkeit mit der Betonzugfestigkeit nach DIN 1045 und Heft 400 DAfStb

Der Ansatz zur Ermittlung der maßgebenden bzw. wirksamen Betonzugfestigkeit nach DIN 1045 und Heft 400 DAfStb wurde bereits in Abschn. 2 ausführlich erläutert. Der vollständige Berechnungsansatz für die wirksame Betonzugfestigkeit nach Heft 400 /69/ mit Hilfe der Nenndruckfestigkeit lautet

$$\beta_{bzw,t} = k_E \cdot k_{z,t} \cdot 0,3 \cdot \beta_{WN}^{2/3} . \quad (2.16)$$

Die mit Gl. (2.16) ermittelten zeitabhängigen Betonzugfestigkeiten für einen Beton der Festigkeitsklasse B 35 sind in Abb. 2.11 dargestellt. Die einzelnen Zugfestigkeitsverläufe sind jeweils in Abhängigkeit der $k_{z,t}$ -Werte nach Heft 400 (vergl. Tab. 2.3) zu sehen.

In Abb. 4.38 sind die Rißlasten der Bauteilversuche im Vergleich zur rechnerischen Betonzugfestigkeit nach Heft 400 aufgezeichnet. Die Rißzeitpunkte wurden dabei mit der Beziehung Gl. (4.7) auf das wirksame Betonalter umgerechnet, um den Bauteiltemperatureinfluß zu kompensieren. Nach DIN 1045 bzw. Heft 400 kann beim Hydratationswärmezwang die rechnerische Betonzugfestigkeit wegen der gleichzeitig auftretenden Eigenspannungen durch den Faktor k_E abgemindert werden. Berücksichtigt man jedoch, daß in allen Versuchen eine größere Eigenspannungsbelastung vermieden werden konnte und entsprechend eine Vorschädigung durch Eigenspannungsrißbildung nicht festgestellt wurde, dann ist ein Vergleich der Rißlasten mit der wirksamen Betonzugfestigkeit nicht sinnvoll.

Naheliegender ist daher der Vergleich mit der nicht abgeminderten rechnerischen Betonzugfestigkeit $\beta_{bzm,t}$ ($k_E = 1,0$), deren Verlauf in Abhängigkeit von den jeweiligen $k_{z,t}$ -Werten (Tab. 2.3) in der oberen Bildhälfte dargestellt ist. Danach liegt die Bauwerkszugfestigkeit nahezu in allen Fällen unterhalb der maßgebenden rechnerischen Betonzugfestigkeit für einen langsam erhärtenden Zement. Im höheren Alter zeigen die Versuchskörper abgesehen vom Versuch ZDV2 bis zu 30 % geringere Zugfestigkeiten als nach Gl. (2.16).

Die oberste Linie in Abb. 4.38 gilt für schnell erhärtende Zemente oder für massige Bauteile und hohe Umgebungstemperaturen. Obwohl ein Versuchsbeton mit hohem Zementgehalt (390 kg/m^3) verwendet wurde und auch die Versuchskörper

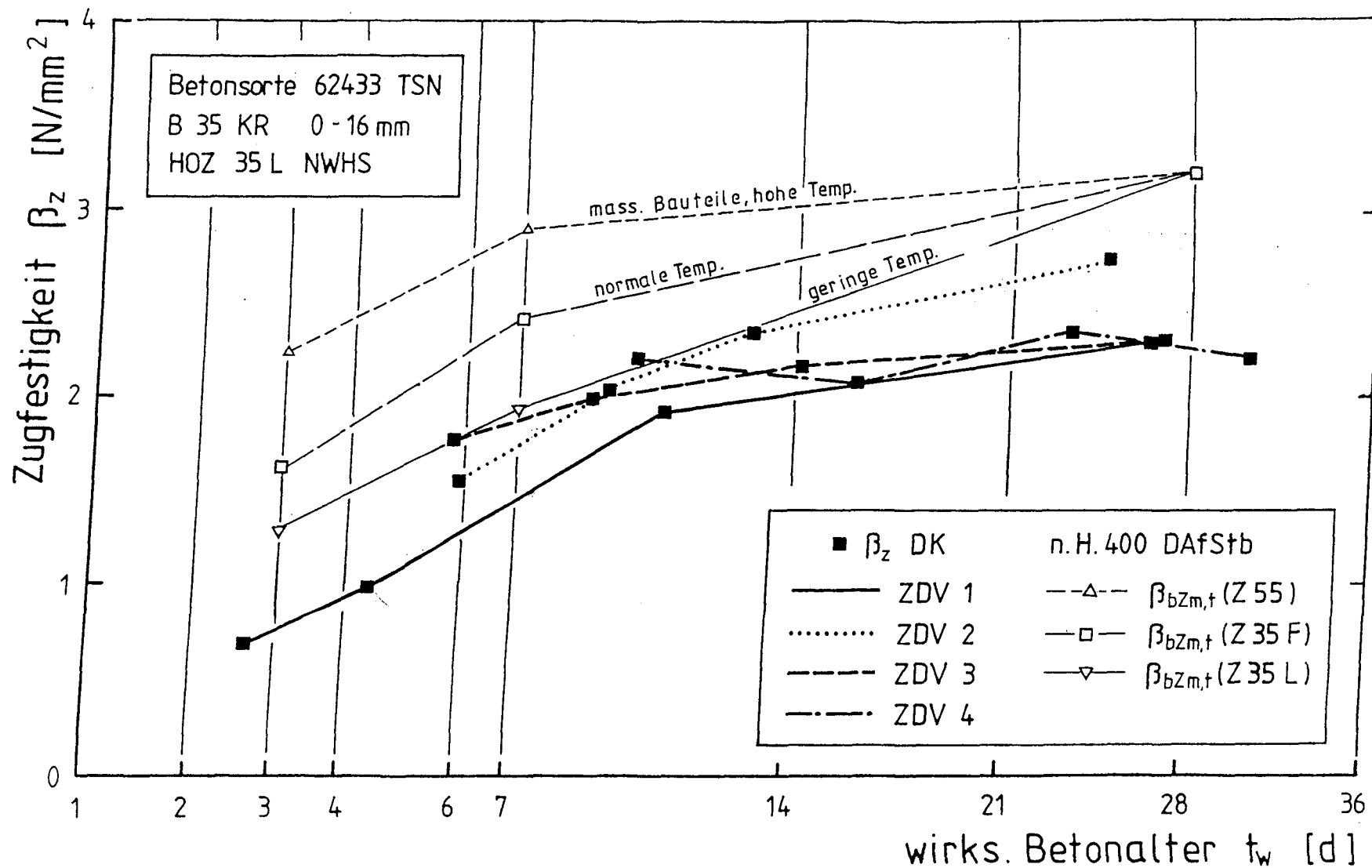


Abb. 4.38: Rißspannungen der Versuche ZDV1 bis ZDV4 im Vergleich zu DIN 1045 und DAfStb-Heft 400, abhängig vom wirksamen Betonalter

($d = 1,0 \text{ m}$) einen Ausschnitt aus einem massigen Bauteil repräsentieren, zeigen sich gegenüber dieser Linie erhebliche Unterschiede. Die Rißspannungen sind i.M. nur etwa halb so groß. Beim Vergleich muß allerdings berücksichtigt werden, daß sich die erhöhten $k_{z,t}$ -Werte nach H. 400 auf das tatsächliche Betonalter beziehen.

Der Vergleich mit den vereinfachten Ansätzen nach DIN 1045, 17.6.2 (Abb. 4.39) ergibt eine bessere Übereinstimmung mit den Versuchswerten, obwohl auch danach die Betonzugfestigkeit im höheren Alter (28 d) überschätzt wird. Der Ansatz der DIN 1045 enthält bereits einen pauschalen Abminderungsfaktor, der eine Eigenspannungsrißbildung im Bauteil berücksichtigt.

Betrachtet man die Würfeldruckfestigkeiten nach 28 Tagen (Tab. 4.1), dann müssen die dargestellten Versuchswerte als obere Grenzwerte für einen Beton der Festigkeitsklasse B 35 angesehen werden. In der Praxis ist bei einem B 35 von geringeren Druckfestigkeiten und somit auch von geringeren Zugfestigkeiten auszugehen.

4.9 Ansatz für die wirksame Bauwerkszugfestigkeit

4.9.1 Verifizierung der Einflußfaktoren

Die vorliegenden Versuchsergebnisse machen deutlich, daß die bisherigen Rechenansätze nach DIN 1045 bzw. Heft 400 DAfStb zur Ermittlung der maßgebenden Betonzugfestigkeit nur eine grobe Näherung darstellen. Die vielfältigen Einflüsse auf die Zugfestigkeit im Bauwerk können mit ihnen nur unzureichend erfaßt werden. Daher soll im weiteren ein verbesserter Ansatz für die Bauwerkszugfestigkeit entwickelt und mit den Versuchsergebnissen verglichen werden.

Als Basis für einen neuen Rechenansatz wird die Formel für die wirksame Betonzugfestigkeit nach Heft 400 DAfStb gewählt. Die Gl. (2.16) geht vom mittleren Erwartungswert der altersabhängigen Betonzugfestigkeit aus und berücksichtigt den schädigenden Einfluß von thermischen Eigenspannungen. Die Versuche zeigen aber, daß auch die Zwangbeanspruchung, die Verdichtung und die Temperaturentwicklung im Bauteil einen entscheidenden Einfluß auf die Bauwerkszugfestigkeit ausüben. Durch Erweiterung der Beziehung Gl. (2.16) lassen sich auch diese Einflüsse berücksichtigen:

$$\beta_{BZw,t} = k_E \cdot k_{z,t} \cdot k_T \cdot k_D \cdot k_V \cdot 0,3 \cdot \beta_{WN}^{2/3}. \quad (4.34)$$

Zusätzlich zu den bekannten Faktoren k_E und $k_{z,t}$ bedeuten:

- k_T Einflußgröße zur Berücksichtigung der Bauteiltemperatur
- k_D Faktor zur Berücksichtigung der Dauerzugbeanspruchung
- k_V Faktor zur Berücksichtigung der Verdichtungsunterschiede zwischen Bauwerk und Laborproben.

Die verschiedenen Einflußfaktoren in Gl. (4.34) lassen sich durch Literaturangaben bzw. anhand der vorliegenden Versuchsergebnisse verifizieren. Zum Teil sind Abweichungen zwischen den existierenden Angaben und den Versuchswerten feststellbar. Die Faktoren werden im Folgenden einzeln erläutert:

Rechnerische Betonzugfestigkeit $0,3 \cdot \beta_{\text{WN}}^{2/3}$

Der Grundwert der Laborzugfestigkeit nach 28 Tagen basiert auf den Untersuchungen von Heilmann/Rüsch /24,65/. Nach /59/ kann der Faktor k zur Ermittlung der rechnerischen Betonzugfestigkeit aus der Nenndruckfestigkeit des Betons zu 0,3 angenommen werden. Damit sind die in der Praxis üblichen Überfestigkeiten abgedeckt (vergl. Abschn. 2), auch die eines B 25. Die Zugfestigkeiten des Versuchsbetons im Alter von 28 Tagen bestätigen diese Annahme.

Eigenspannungsfaktor k_E

Nach DIN 1045 wird dieser festigkeitsmindernde Faktor bei Zwang infolge Hydratationswärme pauschal mit 0,8 angenommen. In den Erläuterungen des Heft 400 DAfStb variiert dieser Einfluß je nach Bauteildicke zwischen 0,6 und 0,8. Die Werte konnten zum Zeitpunkt der Festlegung nur geschätzt werden, gezielte Untersuchungen fehlen bisher. Da bei den Bauteilversuchen eine Eigenspannungsrißbildung bewußt vermieden wurde, können auch hier keine Angaben zum Faktor k_E gemacht werden. Hierzu sind gesonderte Untersuchungen erforderlich.

Faktor zur Berücksichtigung des Betonalters $k_{z,t}$

Die Altersabhängigkeit der Betonzugfestigkeit beruht im wesentlichen auf die k_t -Altersfunktionen von Rüsch/Jungwirth /67/, die in Abhängigkeit von der Zementart für isotherm gelagerte Würfeldruckproben ermittelt wurden. In Ermangelung entsprechender Versuche für die Zugfestigkeit wurden die k_t -Funktionen auf die altersabhängige Zugfestigkeitsentwicklung übertragen. Die in Abschn. 4.4.2 dargestellten Versuchsergebnisse weichen gegenüber dem k_t -Verlauf bzw. den $k_{z,t}$ -Werten in Heft 400 erheblich ab. Die Zugfestigkeit entwickelt sich im Vergleich zur Druckfestigkeit im Alter von etwa 3 bis 7 Tagen sehr viel rascher. Nach den Angaben in Heft 400 wird die tatsächliche Zugfestigkeit dadurch z.T. unterschätzt. Für den Versuchsбетон wurde in Abschn. 4.4.2.2 ein verbesserter altersabhängiger Ansatz für $k_{z,t}$ entwickelt. Die Übertragbarkeit auf Betone mit einer anderen Zementart und einem anderen Zementgehalt sollte punktuell überprüft werden. Vereinzelt Untersuchungen zum Werkstoffverhalten des jungen Betons /34,62/ bestätigen aber grundsätzlich den im Vergleich zur Druckfestigkeit überproportionalen starken Anstieg der Zugfestigkeit im jungen Alter.

Bauteiltemperaturfaktor k_T

Die Zugfestigkeit des Betons wird ebenso wie die Druckfestigkeit von der Temperaturentwicklung im Bauteil beeinflusst. Besonders bei massigen Bauteilen wirkt die Hydratationswärme des abbindenden Betons beschleunigend auf Festigkeitsentwicklung. Dieser Einfluß bleibt nach DIN 1045 bisher unberücksichtigt. Obwohl nach Heft 400 eine näherungsweise Erfassung des Temperatureinflusses durch erhöhte $k_{z,t}$ -Werte möglich ist (vergl. Tab. 2.3), muß auch diese Regelung als unzureichend angesehen werden. Der Einfluß wird zu stark pauschalisiert und führt, wie die Versuchsergebnisse zeigen, u.U. zu einer Überschätzung der Betonzugfestigkeit. Sinnvoller erscheint daher eine gesonderte Erfassung der Bauwerkstemperatur mit Hilfe eines zusätzlichen Temperaturbeiwertes, der sich in Abhängigkeit verschiedener Randbedingungen wie Zementart, Zementmenge, Bauteildicke, Umgebungstemperatur und Betonalter ermitteln läßt. Die Temperaturbeiwerte, die den Hydratationsfortschritt gegenüber einer isothermen Erhärtung bei 20 °C berücksichtigen, lassen sich auch auf der Basis von Temperaturberechnungen ermitteln (vergl. auch Abschn. 5). Bei bekanntem oder geschätztem Temperaturverlauf im Bauteil kann der Temperatureinfluß auch mit Hilfe der Reife-Funktion Gl. (4.7) über die Altersfunktion $k_{z,t}$ erfaßt werden.

Dauerzugbeanspruchungsfaktor k_D

Der schädigende Einfluß einer Zwangbeanspruchung auf die Betonzugfestigkeit im Bauwerk wird bisher nicht berücksichtigt. Zwar wird allgemein vermutet, daß eine langandauernde Zugbeanspruchung sich schädigend auf die wirksame Betonzugfestigkeit auswirkt, quantifizieren ließ sich dieser Einfluß bisher jedoch nicht. Nach den Ergebnissen der Bauteilversuche ist i.M. mit einer Reduzierung von etwa 15 % ($k_D \approx 0,85$) gegenüber einem unbelasteten Bauteil zu rechnen (vergl. Abschn. 4.6.3). Gegenüber Schätzungen in der Literatur ist dieser Wert gering, in der Größenordnung ist er aber vergleichbar mit dem Faktor für den Dauerstandseinfluß bei der Festlegung der Rechenfestigkeit β_R nach DIN 1045. In wieweit sich die schädigende Wirkung mit zunehmender Betongüte verändert, kann nach den bisherigen Untersuchungen nicht beurteilt werden. Offen ist auch weiterhin, ob eine gemeinsame Wirkung von Eigenspannungen und Zwang nicht zu einem höheren Schädigungsgrad führen kann.

Verdichtungsfaktor k_v

Entsprechend dem Einfluß der Dauerzugbeanspruchung findet auch die unterschiedliche Verdichtung zwischen Bauwerks- und Laborbeton keine Berücksichtigung im bestehenden Regelwerk. Nach den Versuchsergebnissen in Abschn. 4.6.1 läßt sich der Verdichtungsfaktor k_v mit ca. 0,9 beziffern. Dies erscheint gegenüber dem bekannten Abminderungsfaktor von 0,85 für die Druckfestigkeit gemäß DIN 1048 gering. Berücksichtigt man zusätzlich, daß aus den Ergebnissen für die Druckfestigkeit i.M. nur ein Faktor von 0,92 ermittelt wurde, dann muß der o.g. Wert für die Zugfestigkeit als *konservativ* angesehen werden.

Bügelbewehrung o.ä. können zu einer zusätzlichen Reduzierung der Zugfestigkeit im Bauwerk führen. Die bisherigen Versuche lassen eine Quantifizierung dieses Einflusses nicht zu, er ließe sich aber z.B. durch einen pauschalen Abschlag beim Verdichtungsfaktor k_p berücksichtigen.

Der neue Ansatz in Gl. (4.34) läßt sich vereinfachen, indem die verschiedenen Einflußfaktoren zusammenfaßt werden:

$$\begin{aligned}\beta_{BZw,t} &= k_E \cdot k_{z,t} \cdot k_T \cdot 0,85 \cdot 0,90 \cdot 0,3 \cdot \beta_{WN}^{2/3} \\ &= k_E \cdot k_{z,t} \cdot k_T \cdot 0,23 \cdot \beta_{WN}^{2/3}\end{aligned}\quad (4.35)$$

Die verbliebenen Faktoren k_E , k_T und $k_{z,t}$ sind bauteil-, beton- bzw. altersabhängig einzusetzen.

4.9.2 Vergleich der Ansatzfunktion mit den Versuchsergebnissen

Ein Vergleich der Ansatzfunktion Gl. (4.35) mit den Rißlasten der Versuche ZDV1 bis ZDV4 zeigt in weiten Bereichen eine gute Übereinstimmung. Der Kurvenverlauf Ansatzfunktion in Abb. 4.39 bildet in etwa die obere Grenzlinie für alle Versuchszeitpunkte. Bei der Berechnung wurde die $k_{z,t}$ - Linie nach Abb. 4.16 zugrunde gelegt, der Faktor k_T wurde zu 1,0 gesetzt, da die Rißspannungen in Abb. 4.39 auf das wirksame Betonalter bezogen sind. Gut erkennbar ist der grundsätzliche Unterschied zu den ermittelten Betonzugfestigkeiten $\beta_{bZm,t}$ nach Heft 400. Besonders im Falle einer späten Rißbildung ergeben sich mit Hilfe des neuen Ansatzes nach Gl. (4.35) erheblich geringere Betonzugfestigkeiten und damit auch geringere Bewehrungsmengen.

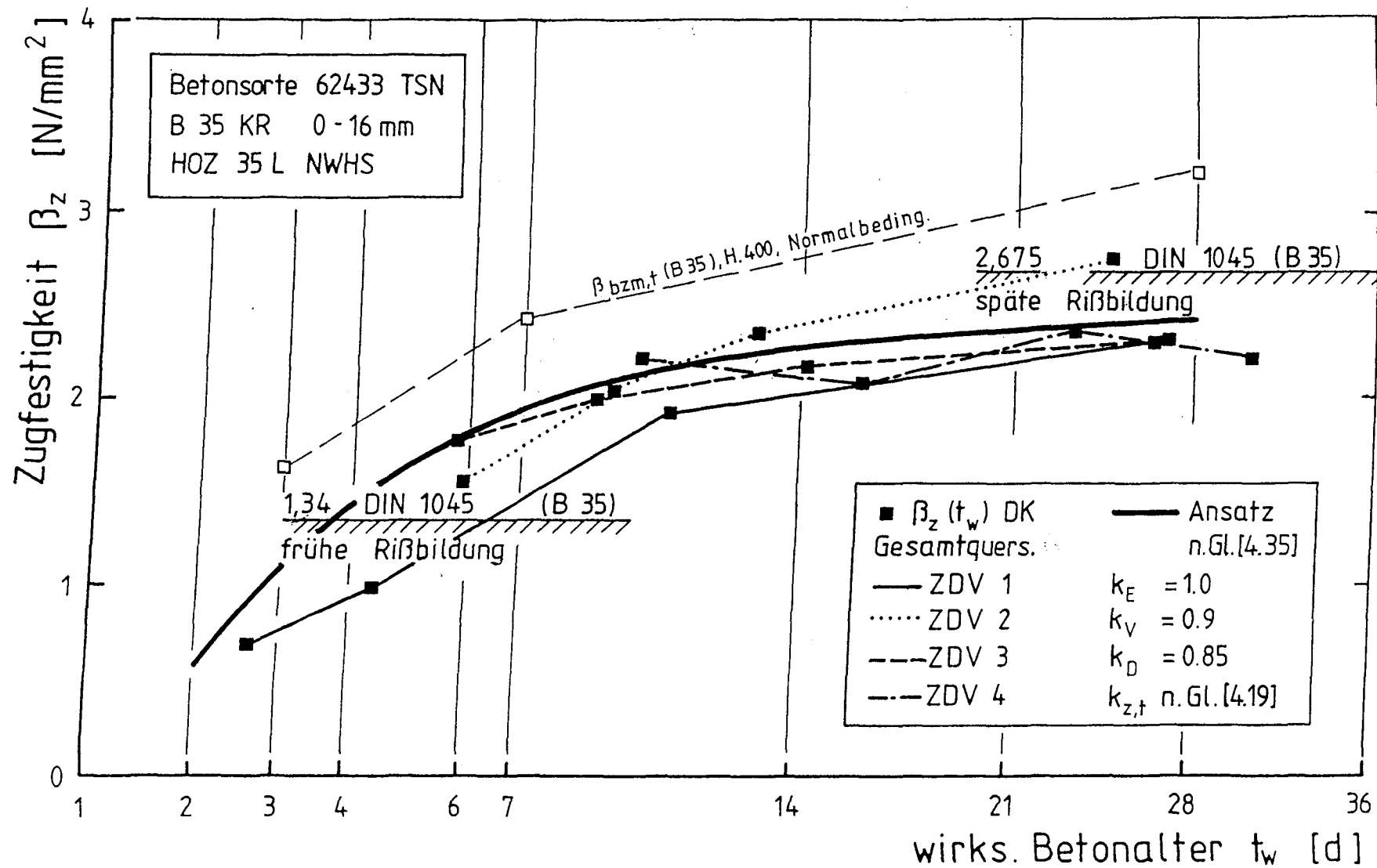


Abb. 4.39: Vergleich der Rißspannungen der Versuche ZDV1 bis ZDV4 mit Rechenansatz für die Bauwerkszugfestigkeit, abhängig vom wirksamen Betonalter, ohne Eigenspannungseinfluß

Wie bereits erwähnt, berücksichtigt die Ansatzfunktion nicht die festigkeitsmindernde Wirkung von Bügeln, Einbauteilen o.ä. Eine bessere Übereinstimmung liefert daher der Vergleich mit den Zugfestigkeiten der ungestörten Bohrproben. In Abb. 4.40 sind die mittleren Zugfestigkeiten der Dehnkörperproben in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter dargestellt. Die Streubreite der Prüfergebnisse ist im Vergleich zu den Rißspannungen in Abb. 4.39 geringer. Der Vergleich macht deutlich, daß sich die altersabhängige Entwicklung der Zugfestigkeit im Bauwerk mit der neuen Ansatzfunktion Gl. (4.35) i.M. gut beschreiben läßt.

Zusammenfassung

Auf der Basis des Rechenansatzes für die wirksame Betonzugfestigkeit nach Heft 400 DAfStb wurde eine neuer begründeter Ansatz für die Betonzugfestigkeit im Bauwerk entwickelt. Der Ansatz Gl. (4.34) bzw. Gl. (4.35) berücksichtigt alle z.Z. bekannten Einflüsse auf die Bauwerkszugfestigkeit. Die verschiedenen Einflußparameter wurden anhand von Versuchsergebnissen bzw. durch Literaturangaben quantifiziert. Der Vergleich mit den Ergebnissen der Bauteilversuche bestätigt die Brauchbarkeit dieser Ansatzfunktion.

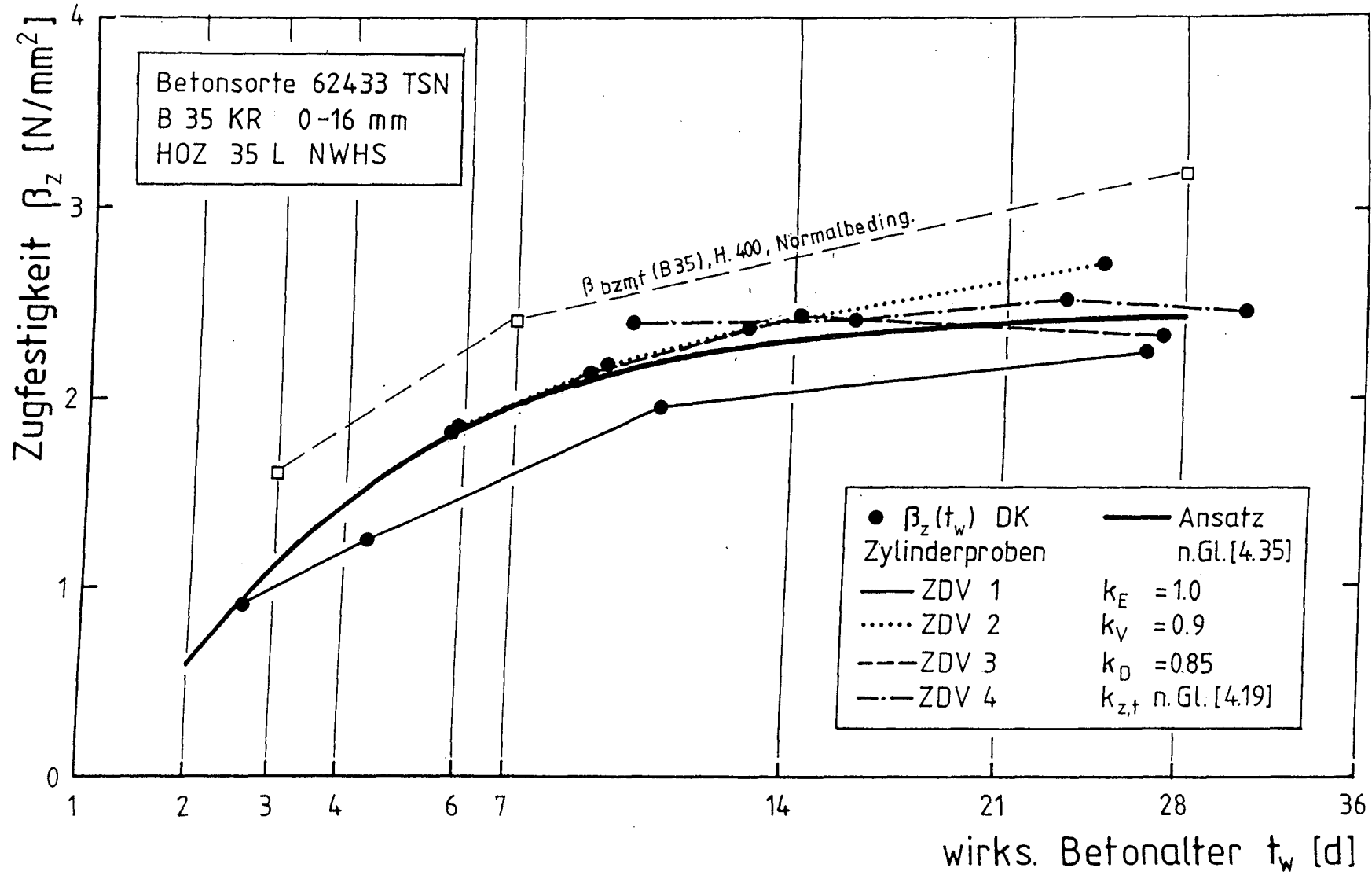


Abb. 4.40: Vergleich des Rechenansatzes für die Bauwerkszugfestigkeit mit den Zugfestigkeiten der Zylinderproben (DK), abhängig vom wirksamen Betonalter

4.10 Ergebnisse der Kerbzugversuche

Die Auswertung der Last-Verschiebungsdiagramme erfolgte im wesentlichen programmgestützt. Die Datensätze der einzelnen Versuche liegen in digitalisierter Form vor und können mit entsprechender Auswertungssoftware graphisch dargestellt werden.

Um zum gleichen Prüfzeitpunkt und bei etwa gleichen Hydratationsgraden mehrere Kerbzugproben einer Mischung zu prüfen, wurde die Gesamtversuchsdauer je Kerbzugprobe auf max. eine Stunde begrenzt. Bei einer Verformungsgeschwindigkeit von $2,0 \text{ } \mu\text{m}/\text{h}$ wurde dabei je nach Basislänge der für die Versuchssteuerung angeklebten induktiven Wegaufnehmer (W 0,5 T) ein Gesamtweg von 80-100 μm zurückgelegt. Die Verformung bis zum Spannungsmaximum betrug je nach Betonalter zwischen 5 und 20 μm .

Abb. 4.41 und 4.42 zeigen für unterschiedliche Altersstufen die vollständigen Spannungsverformungslinien aus den Versuchen ZK01. Als Ordinate wurde dabei die nominale Zugspannung gewählt, die über die Gesamtverformung der Regelmeßstelle aufgetragen wurde. Die Verformungswerte der beiden Wegaufnehmer wurden mit einer Brückenschaltung gemittelt. Die Abbildungen lassen keine wesentlichen Unterschiede in der Kurvenform und in den Steigungen erkennen. Die Differenz der Spannungsmaxima bei gleichem Betonalter und gleicher Mischung ist auf die unterschiedliche Betonierrichtung der Versuchskörper zurückzuführen.

Die Festigkeitszunahme in Abhängigkeit vom Betonalter entspricht den in Abschn. 4.4.2 erläuterten Gesetzmäßigkeiten. Deutlich erkennbar ist die im Vergleich zur Festigkeitsentwicklung nur geringe Zunahme der Steifigkeiten im aufsteigenden Ast der Spannungsverschiebungslinien. Dies ist auf die überproportional starke Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls im sehr frühen Betonalter zurückzuführen (vergl. Abschn. 4.4.4).

Im Nachbruchbereich verlaufen die Kurven zunächst steil abfallend, wobei das Gefälle mit steigendem Betonalter zunimmt. Der Kurvenverlauf ist anfänglich unstetig, wird aber mit zunehmender Verformung flacher und geht schließlich in eine gleichmäßig abnehmende Krümmung über. Bei einer Gesamtverschiebung von 80 μm beträgt die übertragbare Zugspannung je nach Betonierrichtung noch zwischen 20 % und 26 % der Maximalwerte. Dabei ist die prozentuale Rest-

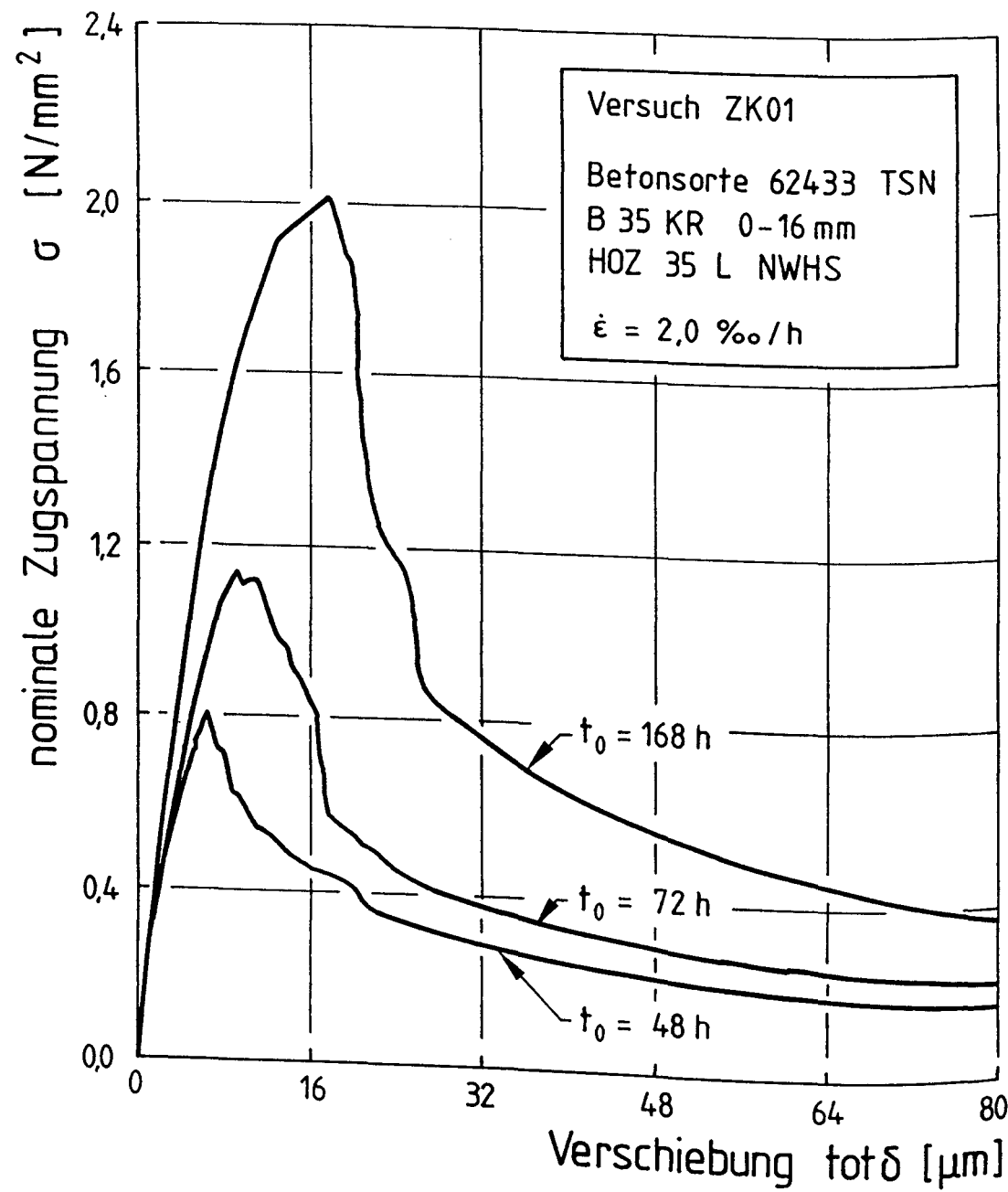


Abb. 4.41: Zusammenhang zwischen übertragbarer Zugspannung und der Regelmeßstelle, Beanspruchung *parallel* zur Betonierrichtung

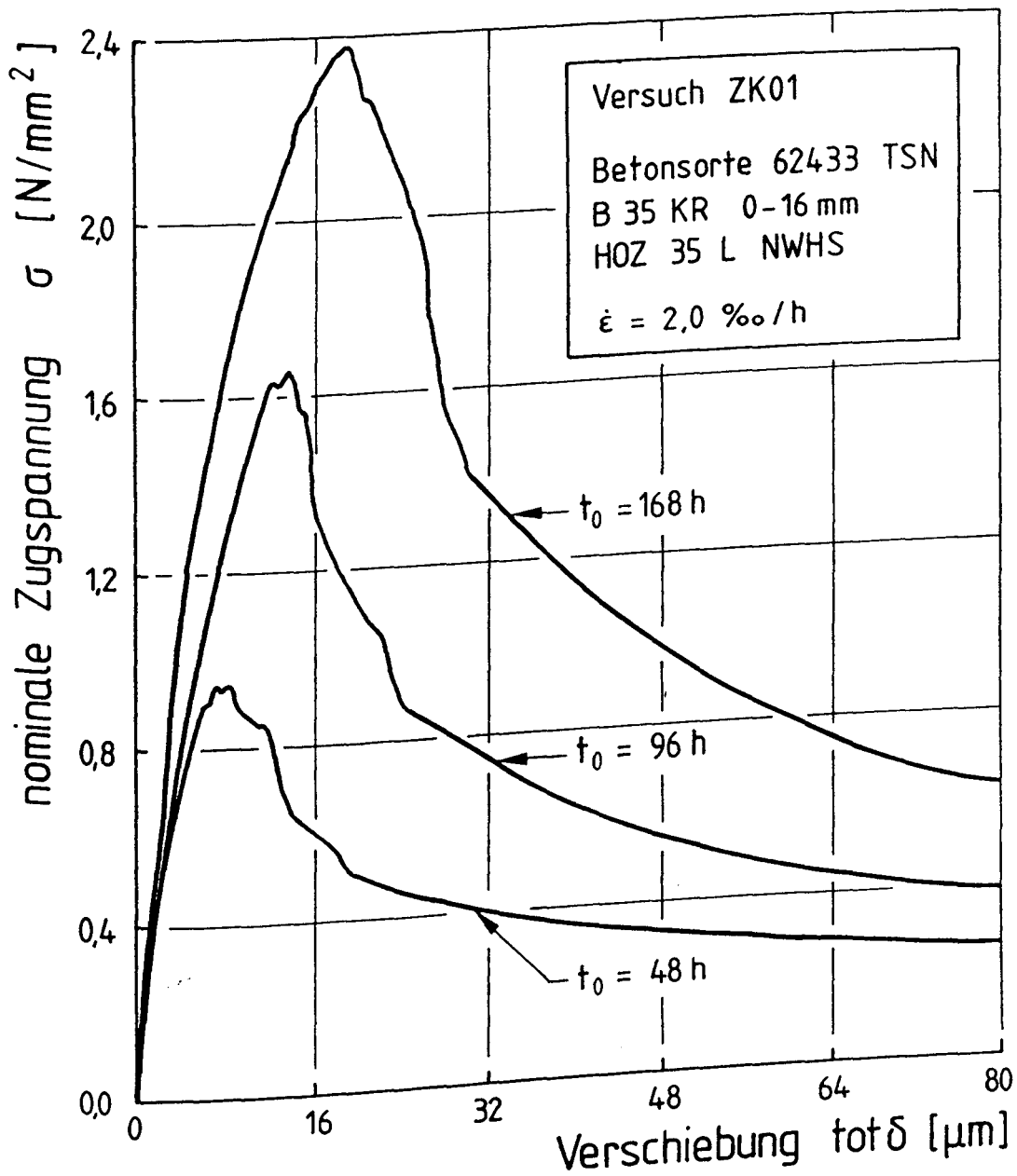


Abb. 4.42: Zusammenhang zwischen übertragbarer Zugspannung und der Regelmeßstelle, Beanspruchung senkrecht zur Betonierichtung

spannung abhängig von der Betonierrichtung für alle Altersstufen konstant. Ein völliges Zusammenbrechen der übertragbaren Spannung konnte in keinem einzigen Versuch festgestellt werden. Auch weit über eine Gesamtverschiebung von 100 μm hinaus konnte aufgrund der Kornverzahnung immer noch eine merkliche Restzugkraft im Rißquerschnitt übertragen werden.

Betrachtet man die Verformungsverteilung im Rißquerschnitt, so stellt man fest, daß sich im Versuchskörper eine Rißprozeßzone ausbildet, die keine gleichmäßige Betondehnung aufweist. Im aufsteigenden Ast der Spannungsverschiebungslinie sind die Verformungen noch recht gleichmäßig über den Querschnitt verteilt. Kurz vor dem Erreichen des Spannungsmaximums nehmen die Verformungen einseitig stark zu, während sie auf der anderen quasi stagnieren. Die Zugspannungen im Kerbquerschnitt werden zusätzlich durch Biegespannungen überlagert. Es bilden sich einseitig erste Risse im Kerbquerschnitt aus. In einer weiteren Phase nehmen die Verformungen auf der anderen Seite stärker zu. Nachdem der Versuchskörper "durchgerissen" ist, also im flachen Teil des abfallenden Astes der Spannungsverformungslinie, findet nur noch eine Translation der Rißufer statt, die verbleibende Spannung wird lediglich durch die Kornverzahnung im Kerbquerschnitt übertragen.

Die Differenzen in der Zugfestigkeit aufgrund der unterschiedlichen Betonierrichtung sind nahezu unabhängig vom Betonalter. Die Zugfestigkeit parallel zur Betonierrichtung betrug i.M. etwa 85 % der Zugfestigkeit senkrecht zur Betonierrichtung. Wie der Vergleich mit Abb. 4.26 zeigt, ist dieser Wert mischungsabhängig zu betrachten. Es ist davon auszugehen, daß dieser Einfluß auch noch von weiteren Parametern wie Art, Größe und Form des Zuschläge abhängig ist.

4.11 Ergebnisse der Zugrelaxationsversuche

Zur Bestimmung des Zugrelaxationsverhaltens wurde der Beton 24 bzw. 72 Stunden nach der Betonage mit ca. 50 % seiner aktuellen Zugfestigkeit $\beta_z(t)$ belastet. Die Zugfestigkeit wurde anhand von Begleitkörpern ermittelt, die den gleichen Erhärtingsbedingungen unterlagen wie die Relaxationskörper. In /62/ wurde gezeigt, daß der Belastungsgrad keinen Einfluß auf den Verlauf der Entspannungskurve ausübt.

In Abb. 4.43 und 4.44 ist die bezogene Restspannung $\sigma_z(t)/\sigma_{z0}$ in Abhängigkeit von der Belastungszeit aufgetragen. Zur besseren Darstellung wurde für die Belastungszeit ein logarithmischer Maßstab gewählt.

Der sehr junge Beton zeigt ein sehr ausgeprägtes Relaxationsvermögen. In Abb. 4.43 ($t_0 = 24 \text{ h}$) ist die Spannung bereits 8 Stunden nach dem Belastungszeitpunkt auf die Hälfte ihres Anfangswertes gesunken. Nach ca. 72 Stunden beträgt die Restspannung nur noch etwa 25 % der aufgetragenen Belastung.

Zur analytischen Beschreibung der Zugrelaxation gibt Laube in /62/ folgende Funktion an

$$\psi(t) = \frac{\sigma_z(t)}{\sigma_{z0}} = \exp(-P_1 \cdot t^{P_2}) \quad (4.36)$$

Die Parameter P_1 und P_2 werden durch Regression der Versuchswerte ermittelt. In den Abb. 4.43 und 4.44 sind die Relaxationsansätze mit den berechneten Parametern den gemessenen Relaxationskurven gegenübergestellt. Zwischen den Kurven ist eine gute Übereinstimmung zu erkennen. Vergleicht man die Ansatzfunktion mit Angaben in /62/, so erkennt man, daß der verwendete Beton für die Bauteilversuche ein ausgesprochen hohes Relaxationsvermögen besitzt. Es ist zu vermuten, daß das Relaxationsvermögen nicht nur alters- bzw. hydrationsgradabhängig ist, sondern auch betonspezifisch.

Nach etwa 4 Tagen wurden die Relaxationsmessungen abgebrochen, da auftretende Störungen in der empfindlichen Regeleinrichtung das Meßergebnis zunehmend verfälschten. Daher wurden die Spannungsmessungen nur für die ersten drei Belastungstage ausgewertet.

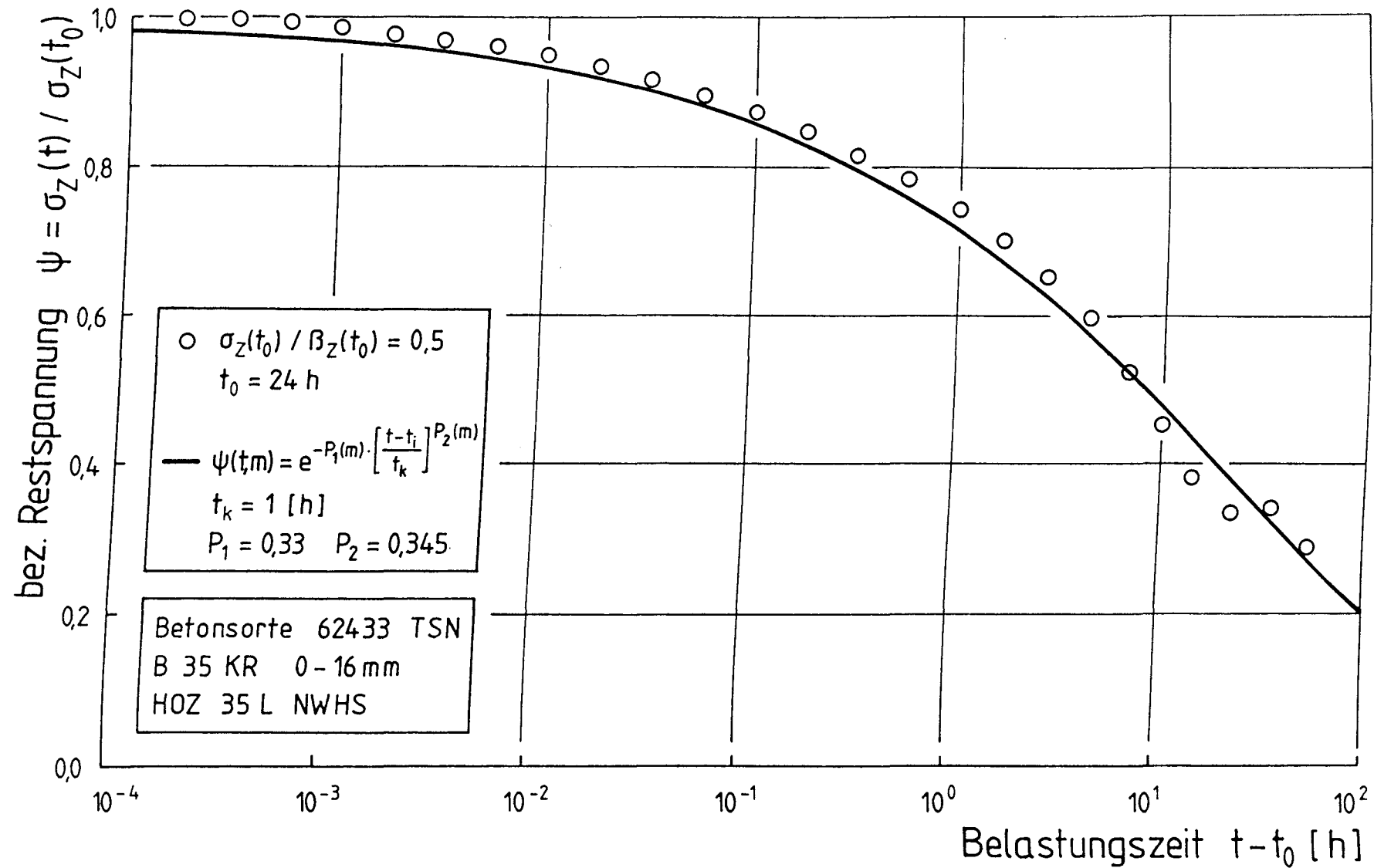


Abb. 4.43: Vergleich der gemessenen Zugrelaxation mit dem Rechenansatz, Belastungsalter $t_0 = 24$ h

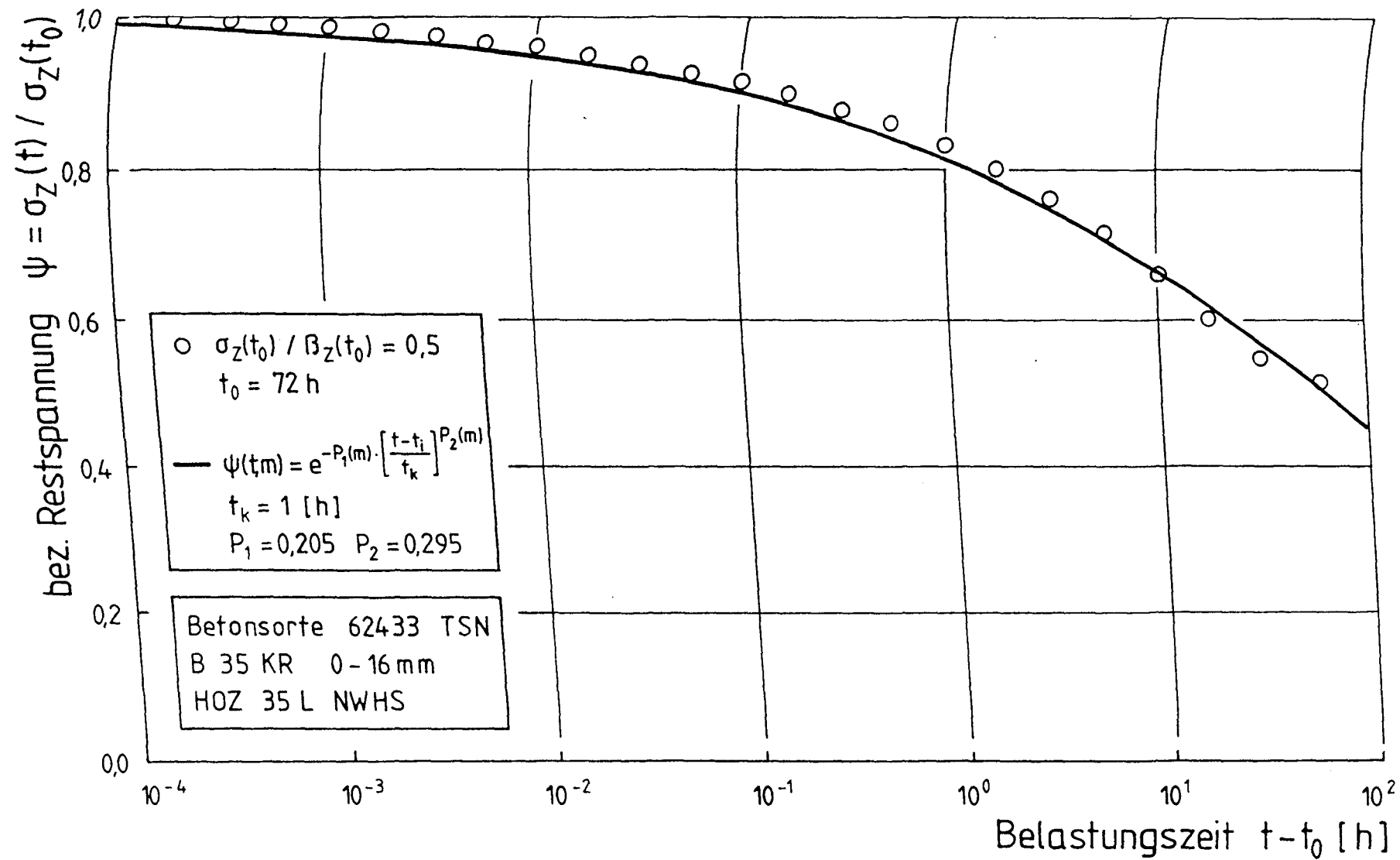


Abb. 4.44: Vergleich der gemessenen Zugrelaxation mit dem Rechenansatz, Belastungsalter $t_0 = 72 \text{ h}$

4.12 Zusammenfassung

In Abschnitt 4 wurden die Versuchsergebnisse dargestellt und bewertet. Die wesentlichen Erkenntnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Aus den Ergebnissen der Zugversuche konnte ein gesicherter Zusammenhang zwischen der zentrischen Zugfestigkeit und dem Hydratationsgrad im jungen Betonalter ermittelt werden. Für den Versuchsbeton wurde exemplarisch eine funktionale Beziehung für die bezogene Zugfestigkeit in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter aufgestellt. Der Vergleich mit den k_t -Altersfunktionen bzw. mit den $k_{z,t}$ -Werten nach Heft 400 zeigt, daß zwischen der zeitlichen Entwicklung der Zugfestigkeit und der Druckfestigkeit erhebliche Unterschiede bestehen.
- Die festigkeitsmindernde Wirkung einer langanhaltenden Zwangbeanspruchung auf die Betonzugfestigkeit konnte in den Bauteilversuchen nachgewiesen werden. Im Vergleich zu gesondert hergestellten Prüfkörpern wurde der Einfluß der geringeren Verdichtung des Bauwerksbetons auf die Zugfestigkeit ermittelt. Die verschiedenen Einflüsse ließen sich quantifizieren. Die Zugfestigkeit im Bauteil kann durch Bügel o.ä. erheblich herabgesetzt werden. Eine zahlenmäßige Erfassung dieses Effekts ist anhand der vorliegenden Versuchsergebnisse nicht möglich.
- Die Größe der Betonzugfestigkeit ist von der Prüfrichtung abhängig. Zugproben weisen in Betonierichtung eine geringere Zugfestigkeit auf als rechtwinklig dazu.
- Auf der Basis der Bauteilversuche wurde ein neuer Ansatz für die Bauwerkszugfestigkeit entwickelt. Dieser Ansatz umfaßt alle wesentlichen z.Z. bekannten Einflüsse. Im Vergleich zu DIN 1045 und Heft 400 ergibt sich nach dem neuen Ansatz in weiten Bereichen ein niedrigerer Rechenwert der mittleren Bauwerkszugfestigkeit.

- Eine systematischer Zusammenhang zwischen der Zugfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit im jungen Betonalter ließ sich nicht feststellen. Zur Ermittlung der Zugfestigkeit sollte daher auf zentrische Zugprüfungen zurückgegriffen werden, obwohl dies einen erhöhten versuchstechnischen Aufwand bedeutet. Mit heutigen Prüfmethoden und bei sorgfältiger Durchführung lassen sich annähernd ähnliche Streubreiten erzielen wie für die Spaltzugfestigkeit.

Weitere Versuche zur adiabatischen Temperaturentwicklung, zur Ermittlung der altersabhängigen Spannung-Dehnungs-Beziehungen und zum Zugrelaxationsverhalten des jungen Betons bilden die experimentelle Grundlage für die nachfolgende Temperatur- und Spannungsberechnung.

5. TEMPERATUR- UND SPANNUNGSBERECHNUNG

5.1 Ziel und Vorgehensweise

Neben der Einschätzung der wirksamen Bauwerkszugfestigkeit bereitet die Ermittlung des Rißzeitpunktes eines zwangbeanspruchten Bauteils in der Praxis ebenfalls erhebliche Probleme. Baustatische Berechnungsmethoden reichen zur Ermittlung der Hydratationswärmezwangbeanspruchung eines jungen Betonbauteils in der Regel nicht aus. Angaben über Rißzeitpunkte findet man in der Literatur oder in den Vorschriften kaum. Daher muß der Zwangaufbau bzw. der Zeitpunkt der Erstrißbildung häufig abgeschätzt werden. Dieses Verfahren ist unbefriedigend, das tatsächliche Rißspannungsniveau läßt im Einzelfall nur schwer erfassen. Im nachfolgenden Abschnitt soll daher die Entwicklung des Hydratationswärmezwangs an zwei praxisrelevanten Beispielen unter verschiedenen Randbedingungen untersucht werden. Durch Vergleich mit der zeitlich veränderlichen Bauwerkszugfestigkeit lassen sich mögliche Rißzeitpunkte aufzeigen.

Die Berechnung der zeit- und ortsveränderlichen Spannungen im Bauteil infolge des Abfließens der Hydratationswärme setzt die Kenntnis der Temperaturschichte voraus. Sofern diese nicht aus Erfahrung oder aus Messungen bekannt ist, muß sie in Abhängigkeit von der Geometrie, den Randbedingungen und der verwendeten Betonrezeptur ermittelt werden. Häufig wird zur Berechnung die Methode der Finiten-Elemente angewendet, die eine gekoppelte Berechnung von Temperatur- und Feuchtefeldern, Werkstoffeigenschaften und thermischen Spannungen ermöglicht [15,23,43]. Dieses Verfahren ist in der Regel aufwendig. Das komplexe zeit- und hydratationsgradabhängige viskoelastische Werkstoffverhalten des jungen Betons läßt sich dabei nur dann realitätsnah erfassen, wenn mit dem Beton der Ausführung die in [39] beschriebenen Versuche durchgeführt werden. In vielen Praxisfällen sind aber Vereinfachungen möglich, ohne daß diese zu Aussageverlusten führen müssen.

Daher wird in dieser Forschungsarbeit ein anderer Weg beschritten. Da es sich bei der Hydratationswärmeentwicklung um einen langsam ablaufenden Prozeß handelt, ist eine thermodynamisch entkoppelte Berechnung des Wärmeleit- und Spannungsproblems möglich. Die Ermittlung der Bauteiltemperatur infolge der

Hydratationswärme und die Berechnung der resultierenden Temperaturspannungen erfolgt in zwei aufeinanderfolgenden Berechnungsschritten.

Für die Spannungsberechnung wird das sog. Lamellenverfahren (Finite Streifen Methode) angewandt, dessen vereinfachtes eindimensionales Betrachtungsmodell für massige Bauteile in den vielen Fällen ausreichend ist.

5.2 Finite Temperatur- und Hydratationsgradberechnung

5.2.1 Grundlagen der Temperaturberechnung

Die Berechnung instationärer Temperaturfelder basiert auf der Fourierschen DGL der Wärmeleitung. Sie gilt in ihrer Grundform für ein wärmequellenfreies, homogenes und isotropes Kontinuum. Die Hydratationswärmeentwicklung läßt sich nach /38/ durch Hinzufügen eines Wärmequellengliedes berücksichtigen. Die DGL der Form

$$\Delta_L T \frac{\lambda_b}{c_b \rho_b} + \frac{q}{c_b \rho_b} - \frac{\partial T}{\partial t} = 0 \quad (5.1)$$

läßt sich nur für idealisierte Fälle analytisch lösen, in der Regel müssen daher diskretisierte Verfahren wie die Finite-Element-Methode oder das Differenzenverfahren zur Problemlösung angewandt werden. Hinweise hierzu enthalten verschiedene Arbeiten /1,19,23/.

Die Lösung der Gl. (5.1) bedingt die Formulierung zeitlicher, räumlicher und thermischer Randbedingungen ausgehend vom Zeitpunkt der Betonage und von der Frischbetontemperatur. Die Berechnung erfolgt unter Annahme der Temperaturleitfähigkeit des Betons, die aus den Materialparametern der Wärmeleitfähigkeit λ , der spezifischen Wärmekapazität c_b und Dichte ρ_b ermittelt wird. Sie kennzeichnen die Wärmeleiteigenschaften des Betons.

Die orts- und zeitveränderliche Wärmefreisetzung $q(t)$ im betonierten Bauteil wird über die adiabatische Referenzfunktion

$$q_{ad}(t) = \frac{c_b \cdot \rho_b \cdot \Delta T_{ad}(t)}{dt} \quad (5.2)$$

auf der Basis der adiabatischen Temperaturmessung $\Delta T_{ad}(t)$, inkrementell durch Transformation des realen in das wirksame Betonalter bestimmt. Als numerische Lösung des Wärmeleitproblems erhält man die orts- und zeitabhängigen Bauteiltemperaturfelder $T(x,y,z,t)$.

Mit der temperatur- und zeitveränderlichen Wärmefreisetzungsrate q lassen sich parallel zur Temperaturfeldberechnung über die Koppelbeziehung

$$q(T,t) = \frac{\max Q \cdot dm(t_w)}{dt} = \max Q \frac{\partial m}{\partial t_w} \frac{\partial t_w}{\partial t} \quad (5.3)$$

und unter Berücksichtigung der stetig formulierten Beziehung für den Reifegrad $m(t_w)$ in Gl. (4.9) die Hydratationsgradfelder bestimmen. Da die mechanischen Eigenschaften des jungen Betons, wie bereits erwähnt, mit dem Hydratationsgrad verknüpft sind (vergl. Abschn. 4.4.5), ist deren Zuordnung zu jedem Zeitpunkt und an jedem Ort im Bauteil möglich.

5.2.2 Beschreibung des Temperatur-FE-Programms

Die Berechnung der Bauteiltemperatur- und Hydratationsgradfelder für die Versuchskörper und für einige typische Anwendungsbeispiele erfolgt mit Hilfe des zweidimensionalen FEM-Programms "TAS-2" (Temperature Analysis of Structures - Two Dimensional Version). Mit diesem Programm lassen sich auf der Basis zweidimensionaler Rechteckelemente beliebige ebene Strukturen mit unterschiedlichen Materialien und Randbedingungen analysieren.

Die Programm wurde von /74/ zur Berechnung der Temperaturentwicklung im Brandfall entwickelt, die Wärmeübertragung kann durch Konvektion, Strahlung und durch feste Wärmeleitung berücksichtigt werden. Die Definition zeit- und temperaturabhängiger Wärmeübergangsbedingungen ist möglich. Die Zeitintegration erfolgt mit Hilfe des Vorwärts-Differenzen-Verfahrens.

Das Grundprogramm wurde dahingehend erweitert, daß das Wärmequellglied in Gl. (5.1) in Abhängigkeit von der Reaktionskinetik und des Hydratationsfortschritts berücksichtigt werden kann. Weitere Zusatzroutinen ermöglichen eine simultane Berechnung der Hydratationsgradfelder.

5.2.3 Randbedingungen, Parameter

Für eine wirklichkeitsnahe Berechnung der Bauteiltemperatur sind geeignete Annahmen bezüglich der thermischen Rand- und Übergangsbedingungen zu treffen.

Fehleinschätzungen können zu gravierenden Unterschieden bei der Temperaturberechnung führen.

Temperaturleitfähigkeit

Hinweise zur Wahl der thermischen Kennwerte wie Wärmeleitfähigkeit und Wärmekapazität geben u.a. /31,39/. Dabei ist zu berücksichtigen, daß die Kennwerte während der Abbindephase des Betons Veränderungen unterliegen. Änderungen der Porenstruktur und des Wassergehalts führen mit zunehmender Erhärtung zu einer Abnahme der Wärmeleitzahl. Dieser Vorgang läßt sich über eine zeitlich veränderliche Temperaturleitfähigkeit in Gl. (5.1) berücksichtigen.

Wärmeübergangsbedingungen

Maßgebenden Einfluß auf das Rechenergebnis haben die Wärmeübergangszahlen α , die den Wärmeübergang infolge Konvektion und Strahlung am Bauteilrand beschreiben. Diese Werte sind abhängig von der Windgeschwindigkeit, der Sonneneinstrahlung und der Lufttemperatur. Bei gleichmäßiger Windgeschwindigkeit und normalen Witterungsbedingungen können die Übergangsbedingungen näherungsweise konstant angenommen werden. Für die Temperaturberechnung wurden für den Wärmeübergang Zahlenwerte in Anlehnung an /35/ zugrunde gelegt. In Abhängigkeit von der Lage der Oberflächen und der Windgeschwindigkeit werden in /35/ für Brückenbauwerke und Außenwände aus Beton die in Tab. 5.1 und 5.2 dargestellten Wärmeübergangskoeffizienten angegeben.

Tabelle 5.1: Mittlere Wärmeübergangszahlen für unterschiedliche Bauteile bei einer Windgeschwindigkeit von 1 m/s nach /35/

α [W/m ² K] für Brückenbauteile, Platten, Wände	α_s	α_k	α
Fahrbahnplatte	4,2	8,8	13,0
Bodenplatte von oben nach unten	4,0	6,0	10,0
Bodenplatte von unten nach oben	4,0	8,0	12,0
Stege, Wände in Schattenflächen	3,9	7,1	11,0
Stege, Wände in besonnten Flächen	4,0	7,5	11,5

Tabelle 5.2: Gesamtwärmeübergangskoeffizienten für Betonaußenwände in Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit

Windgeschwindigkeit v [m/s]	0,0	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
α [W/m ² K]	7,8	11,5	15,2	18,9	22,6	26,3

Bei fester Wärmeleitung, z.B. beim Wärmeabfluß durch eine Schalung mit der Dicke d_s , wird anstelle der Wärmeübergangszahl α der Wärmedurchgangskoeffizient k verwendet

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{\alpha_k} + \frac{d_s}{\lambda_s} \quad (5.4)$$

Einfluß von Feuchteänderungen

Zusätzlich nehmen Feuchteänderungen im Bauteil Einfluß auf die Temperaturentwicklung. Temperatur und Feuchte des Betons beeinflussen sich gegenseitig. Mit der gekoppelten Berechnung von Temperatur- und Feuchtefeldern läßt sich dieser Vorgang rechnerisch simulieren. Bei massigen Bauteilen ist dieser Einfluß abgesehen von den Randbereichen wegen der langen Austrocknungszeiträume nur von untergeordneter Bedeutung. Hingegen kann die Verdunstung von Wasser an der Oberfläche eines Bauteils dem Beton in oberflächennahen Bereichen erheblich Wärme entziehen. Sonneneinstrahlung und höhere Windgeschwindigkeiten bewirken eine Vergrößerung der Verdunstungsgeschwindigkeit und infolgedessen eine zusätzliche Wärmeabgabe. Diese Abkühlung infolge der Verdunstung läßt sich näherungsweise durch eine Erhöhung der Wärmeübergangszahl erfassen.

5.2.4 Vergleich der Rechenergebnisse mit Temperaturmessungen

Temperaturmessungen, die an einzelnen Bauteilen unter definierten Randbedingungen gewonnen wurden, müssen stets als Einzelergebnis betrachtet werden. Die Übertragbarkeit dieser Ergebnisse auf andere Bauteilgeometrien unter veränderlichen thermischen Bedingungen ist fraglich. Finite Rechenverfahren hingegen bieten den Vorteil, daß sich Temperaturverläufe in beliebigen

Bauteilstrukturen simulieren lassen. Die Güte solcher Temperaturberechnungen hängt im wesentlichen von der richtigen Erfassung der Rand- und Übergangsbedingungen ab.

Durch Vergleich mit den gemessenen Temperaturverläufen der Bauteilversuche lassen sich die getroffenen Berechnungsannahmen verifizieren. In Abb. 5.1 sind die Temperaturverläufe des Zwangdehnversuchs ZDV1 in Abhängigkeit von der Zeit dargestellt (s. a. Abb. 4.4). Die rechnerischen Temperaturverläufe wurden unter der Voraussetzung der zeitlich konstanten Wärmeleitfähigkeit und Wärmekapazität ermittelt. Die gemessenen und gerechneten Temperaturkurven sind weitgehend deckungsgleich. Sowohl die Temperaturmaxima als auch die Unterschiede zwischen der Kerntemperatur und der Temperatur des Bauteilrandes sind nahezu identisch, lediglich im zeitlichen Verlauf ergeben sich geringe Unterschiede. Der gegenüber der Berechnung geringere Temperaturabfall im Bauteil nach etwa 6 bis 7 Tagen ist auf die zeitlich veränderliche Temperaturleitfähigkeit des Betons während der Erhärtungsphase zurückzuführen.

Wie bereits in Abschn. 5.2.3 dargestellt wurde, lassen sich Feuchteefflüsse mit konstanten Parametern nicht erfassen. Deutlich wird dies durch Vergleich der gemessenen und berechneten Temperaturverläufe des Bauteilversuches ZDV4 in Abb. 5.2. Die kühlende Wirkung der verdunstenden Oberflächenfeuchte nach dem Ausschalen ist bei der Randtemperatur klar erkennbar. Im Vergleich zur Kerntemperatur bestehen zwischen der gemessenen und der rechnerischen Randtemperatur erhebliche Unterschiede. Der Einfluß der Verdunstungskälte läßt sich bei Annahme konstanter Wärmeübergangsbedingungen (gestrichelte Linie) nicht erfassen. Verbesserungen in der Berechnung lassen durch eine zeitlich begrenzte Erhöhung des Wärmeübergangskoeffizienten erzielen (punkt-gestrichelte Linie).

Die Vergleiche mit den gemessenen Bauteiltemperaturverläufen zeigen aber, daß Vereinfachungen wie die Annahme zeitlich konstanter Wärmeleitfähigkeit und Wärmekapazität auch für den jungen Beton in vielen Fällen hinreichend genaue Ergebnisse liefern.

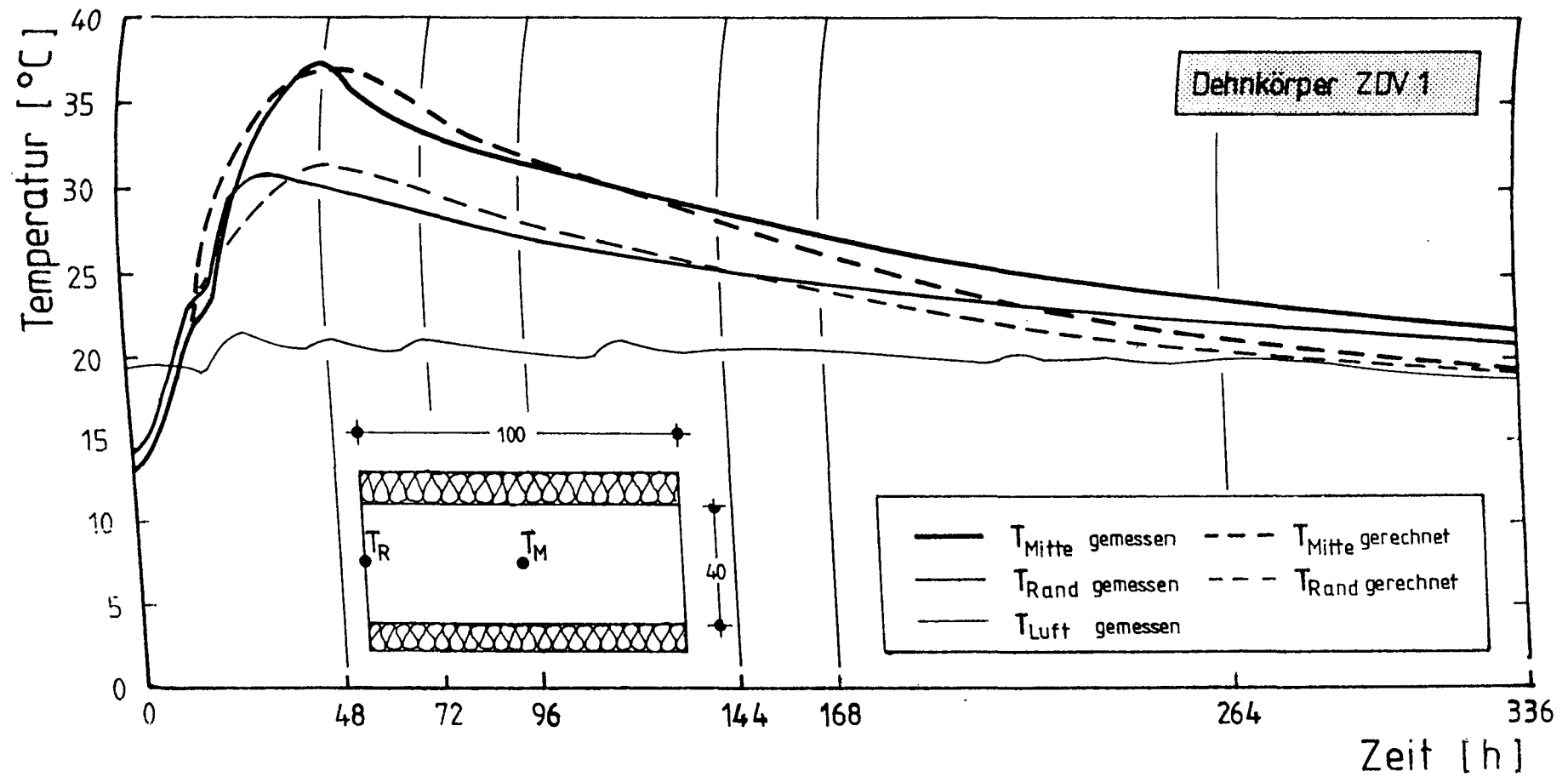


Abb. 5.1: Vergleich zwischen gemessenem Temperaturverlauf und gerechneten Temperaturen (FEM), Zwangdehnversuch ZDV1

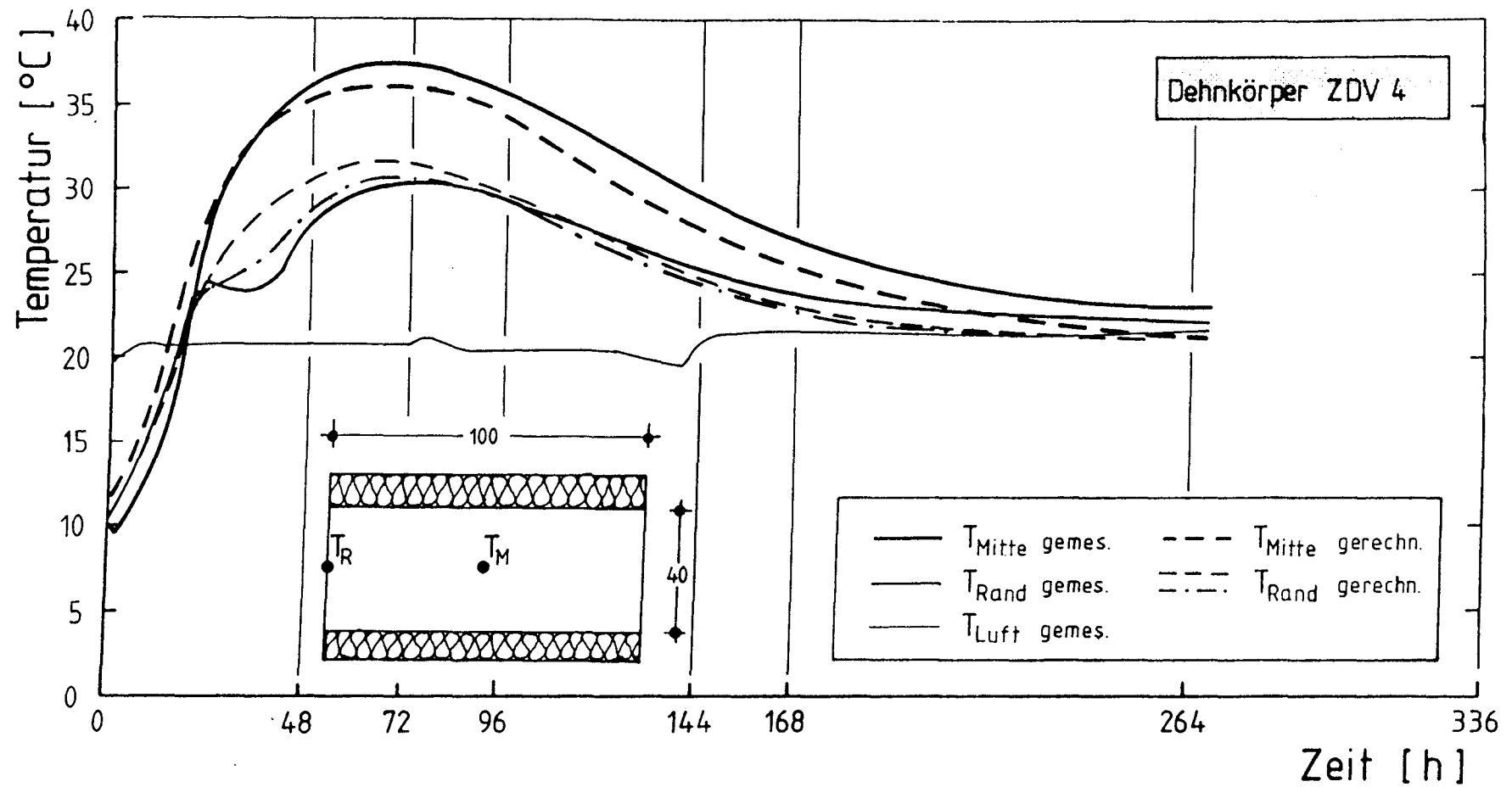


Abb. 5.2: Vergleich zwischen gemessenem Temperaturverlauf und gerechneten Temperaturen (FEM), Zwangdehnversuch ZDV4

5.2.5 Ermittlung von Temperatur- und Hydratationsgradfeldern im Bauteil

Die wirklichkeitsnahe Vorhersage von Temperaturspannungen und Werkstoffeigenschaften erfordert eine genaue Prognose der Bauteiltemperatur. Die angewandte Berechnungsmethode (FEM) ist geeignet, die Auswirkungen betontechnologischer Maßnahmen auf die Temperaturentwicklung im Bauwerk rechnerisch zu erfassen.

In den Abb. 5.3 a,b und 5.4 a,b sind jeweils die Temperatur- und Hydratationsgradfelder einer unter unterschiedlichen Witterungsbedingungen allseitig auskühlenden jungen Stahlbetonwand auf einer bereits ausgehärteten Fundamentplatte zu zwei verschiedenen Zeitpunkten (24 und 72 h) dargestellt. Die Wand in Abb. 5.3 a und b wurde unter winterlichen Temperaturbedingungen hergestellt und nach 48 Stunden ausgeschalt. Die gleiche Wand ist in den Abb. 5.4 a und b unter sommerlichen Bedingungen dargestellt. Wie am Verlauf der Temperaturlinien in der jeweiligen linken Bildhälfte deutlich zu erkennen ist, herrscht abgesehen vom Kopf- und Fußpunkt nahezu über die gesamte Wandhöhe ein eindimensionales Temperaturfeld. Näherungsweise ist daher auch eine eindimensionale Temperaturberechnung möglich.

In der rechten Bildhälfte sind jeweils die zugehörigen Hydratationsgradfelder abgebildet. Unter winterlichen Bedingungen ist der Hydratationsgrad nach 24 Stunden in Wandmitte auf maximal 12 % angewachsen. Der Vergleich mit den hydratationsgradabhängigen Werkstoffeigenschaften zeigt, daß die Festkörpereigenschaften erst ab einem Hydratationsgrad von 35 % wirksam werden. Ein Ausschalen der Wand zu diesem Zeitpunkt wäre nicht möglich.

Unter sommerlichen Bedingungen entwickelt sich der Hydratationsgrad sehr viel rascher. Nach 24 Stunden lassen sich bereits die mechanischen Eigenschaften zuordnen. Der Vergleich der Hydratationsgradlinien mit der Zugfestigkeitsentwicklung in Abb. 4.21 zeigt, daß die Zugfestigkeit in Wandmitte nach 72 Stunden i.M. etwa $1,6 \text{ N/mm}^2$ beträgt, am Rand hingegen wird nur ein Wert von $1,16 \text{ N/mm}^2$ erreicht.

Diese Beispiele zeigen exemplarisch die Möglichkeiten der gekoppelten Temperatur- und Hydratationsgradberechnung und die daraus folgende Verknüpfung mit den mechanischen Eigenschaften des jungen Betons. Weitere Parametersätze wurden im Rahmen der Zwang- und Eigenspannungsberechnungen untersucht.

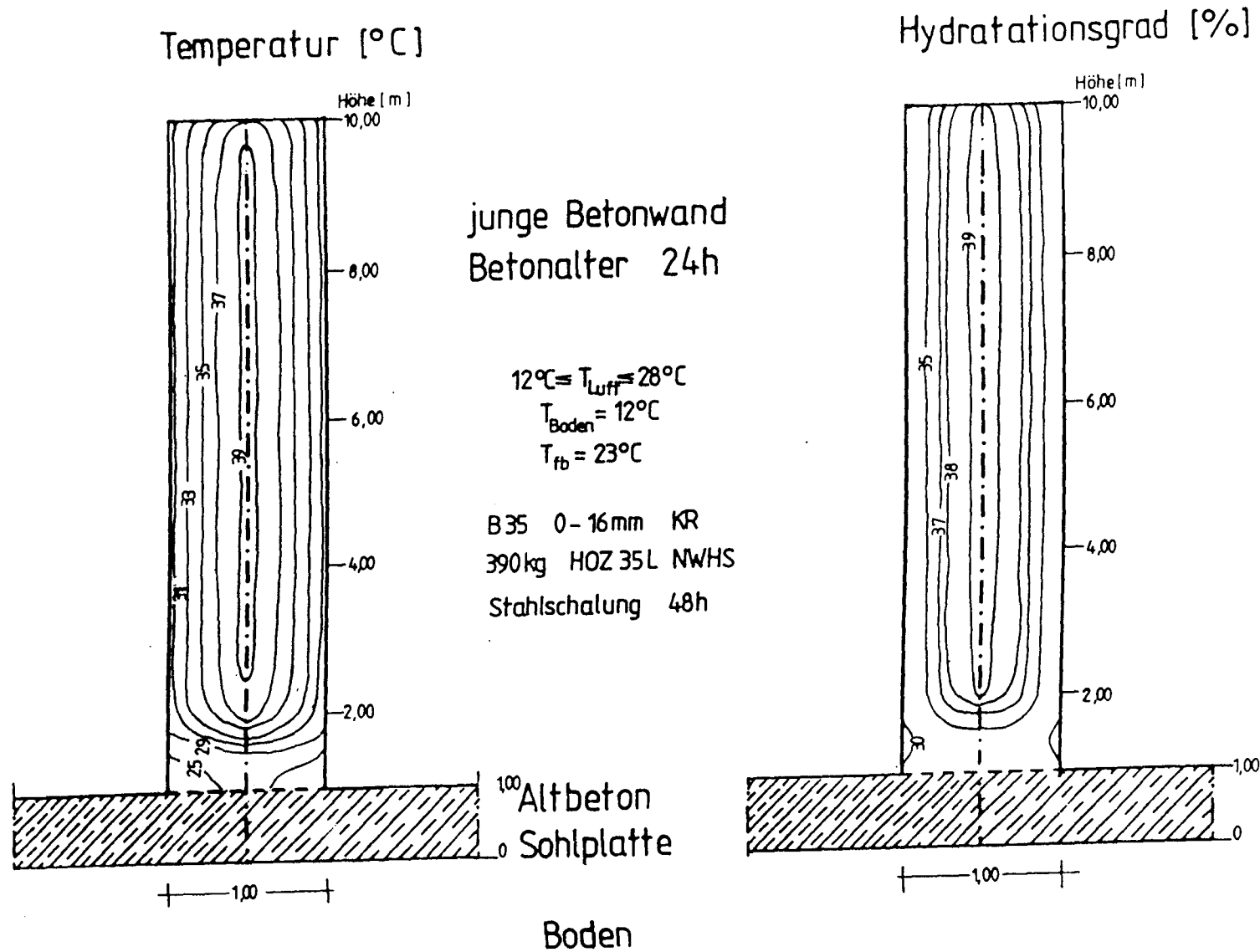


Abb. 5.3a: Temperatur- und Hydratationsgradverteilung einer Wand auf einer Sohlplatte im Alter von 24 Stunden unter sommerlichen Temperaturbedingungen

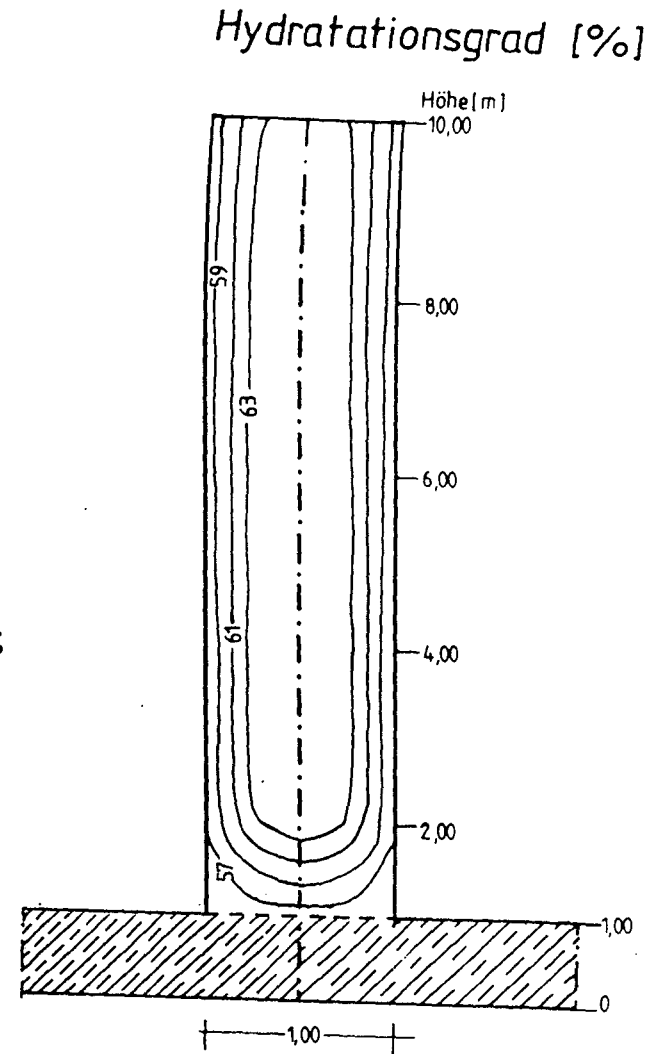
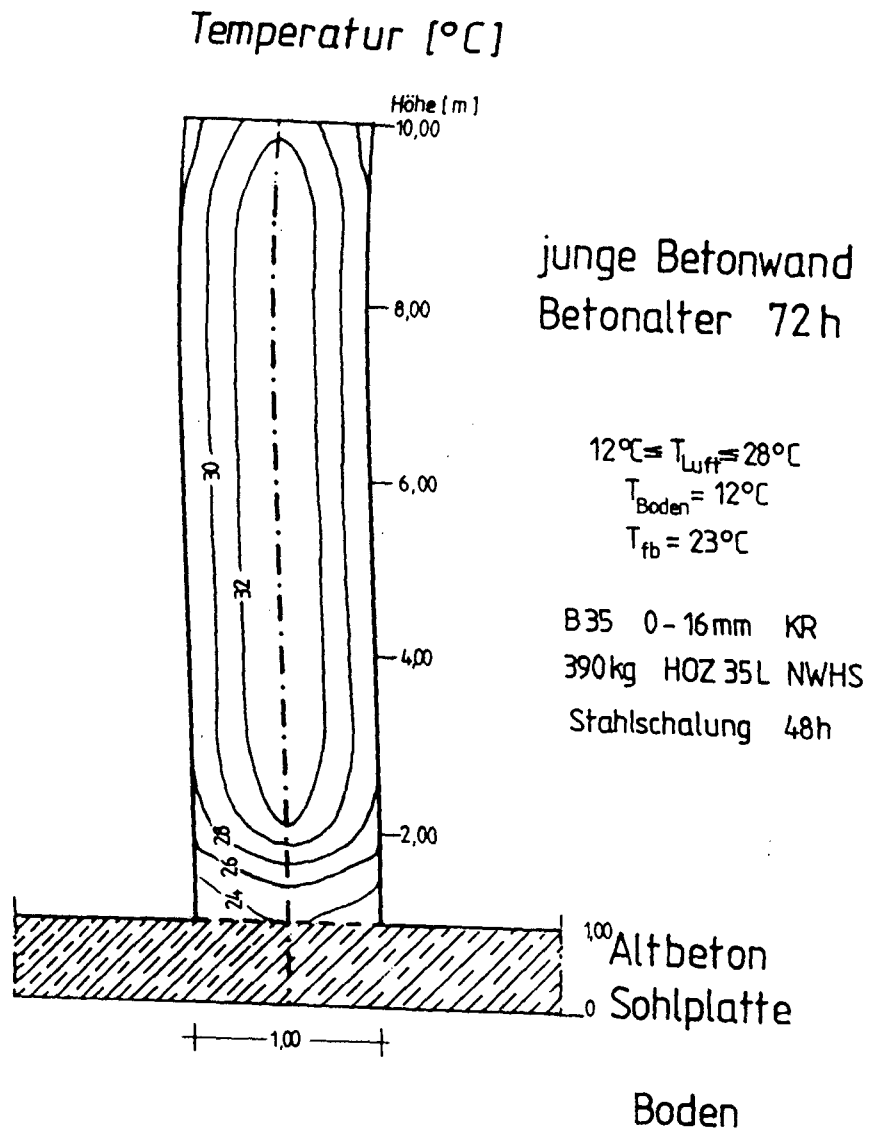


Abb. 5.3b: Temperatur- und Hydratationsgradverteilung einer Wand auf einer Sohlplatte im Alter von 72 Stunden unter sommerlichen Temperaturbedingungen

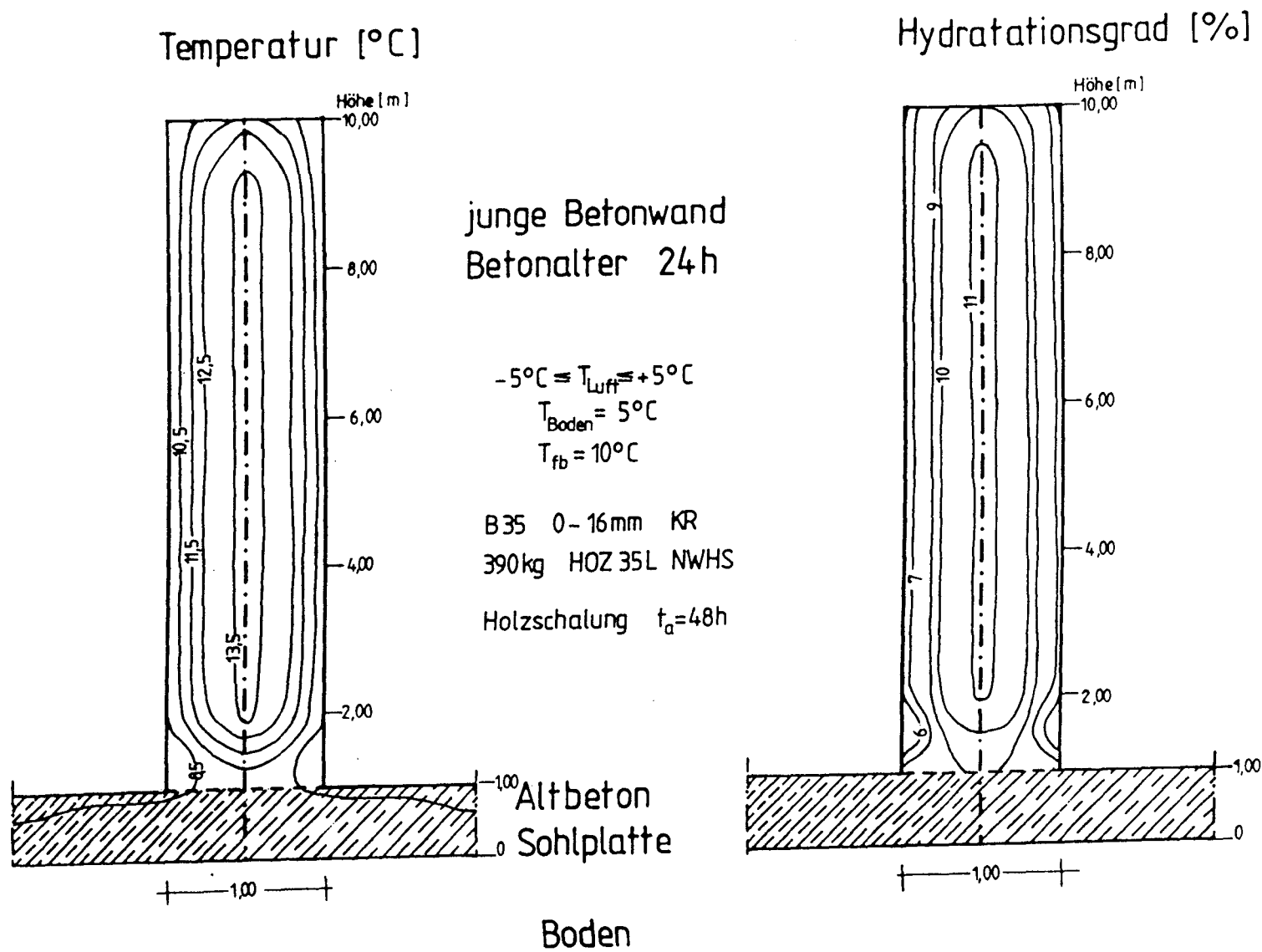


Abb. 5.4a: Temperatur- und Hydratationsgradverteilung einer Wand auf einer Sohlplatte im Alter von 24 Stunden unter winterlichen Temperaturbedingungen

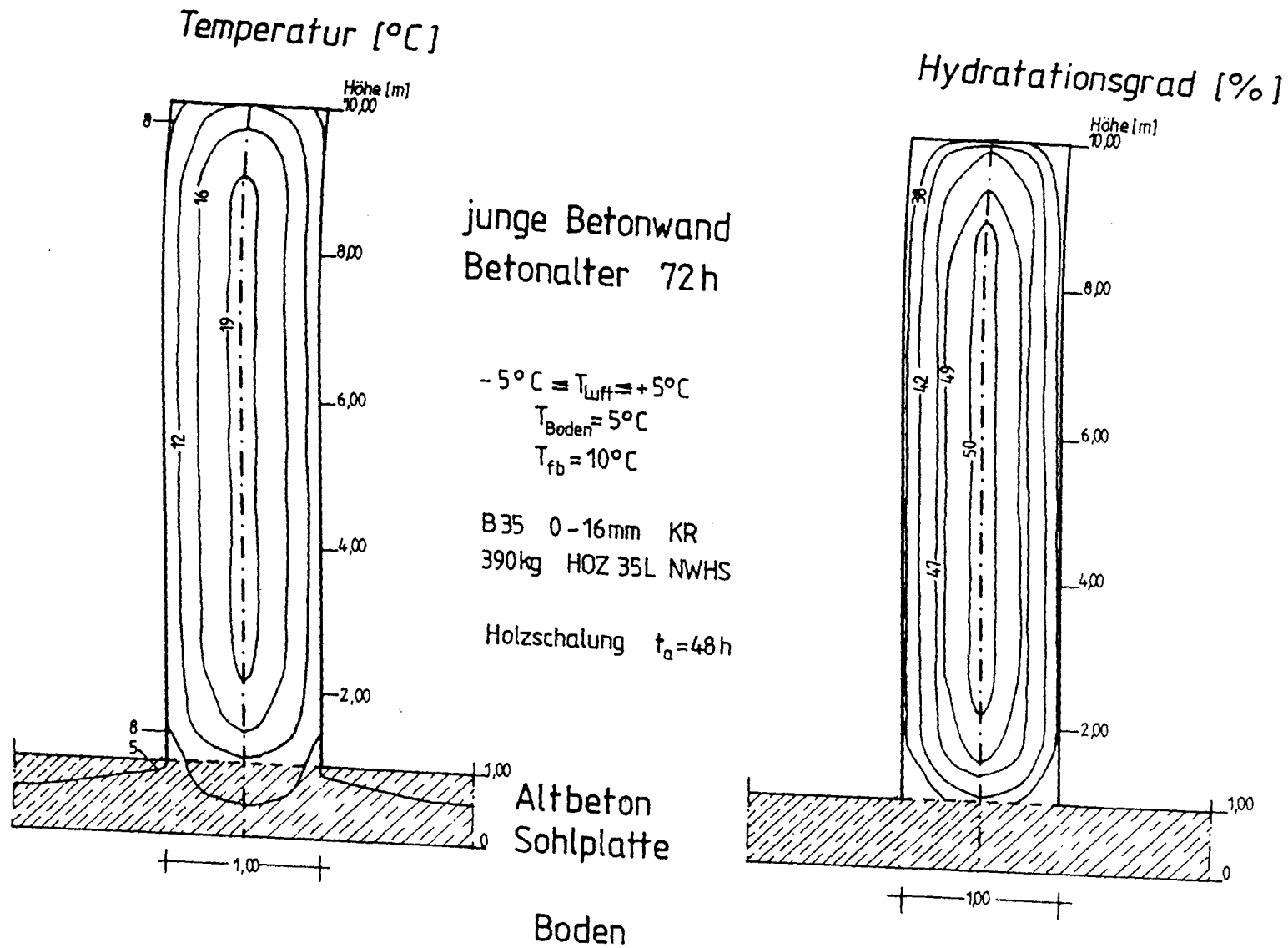


Abb. 5.4b: Temperatur- und Hydratationsgradverteilung einer Wand auf einer Sohlplatte im Alter von 72 Stunden unter winterlichen Temperaturbedingungen

5.3 Zwang- und Eigenspannungsberechnung

5.3.1 Vorbemerkungen

Die instationäre nichtlineare Temperaturverteilung eines Bauteils während der Erhärtungsphase hat zur Folge, daß sich bereits im jungen Alter Eigenspannungen im Betonquerschnitt aufbauen. Zusätzlich können durch eine Verformungsbehinderung des Bauteils Zwangspannungen entstehen. Diese Spannungen sind ebenso wie die Temperaturentwicklung und die Betoneigenschaften, zeit- und ortsabhängig. Sofern die Temperaturverteilung eines Bauteils zu jedem Zeitpunkt bekannt ist, kann die Berechnung der Temperaturspannungen zeitinkrementell in einem gesonderten Rechengang erfolgen. Dazu soll das in den nachfolgenden Abschnitten beschriebene Lamellenverfahren angewandt werden.

5.3.2 Berechnungsmodell, Lamellenmethode

Die Grundlagen des sog. Lamellenverfahrens, häufig auch Finite Streifen Methode genannt, sind in /51/ ausführlich beschrieben. Die Anwendungsmöglichkeiten des Verfahrens zur Berechnung von Temperaturspannungen im jungen Betonalter konnte in /39/ exemplarisch aufgezeigt werden. Im Rahmen dieser Forschungsarbeit wird daher auf eine grundlegende Darstellung verzichtet und nur die wesentlichen Beziehungen kurz erläutert.

Die Spannungsberechnung nach der Lamellenmethode beschränkt sich auf ein Temperaturfeld bei eindimensionaler Wärmeleitung. Die Spannungen werden für den ebenen Spannungszustand und einaxiale Beanspruchung ermittelt. Dies stellt eine Näherung dar, die jedoch die Aussagekraft der Berechnungen für massive Bauteile nicht wesentlich einschränkt /39/. Als Betrachtungsmodell dient ein Ausschnitt ($b = 1 \text{ m}$) aus einem unendlich langen massigen Bauteil mit der Schichtdicke d (Abb. 5.5). Das Bauteil kühlt über die Schichtdicke aus.

Der Bauteilausschnitt wird in diskrete Lamellenelemente eingeteilt. Die Temperaturdehnung setzt sich aus den einzelnen Dehnungsanteilen wie folgt zusammen

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{0m} + \varepsilon_{0K} + \varepsilon_{0E}$$

(5.5)

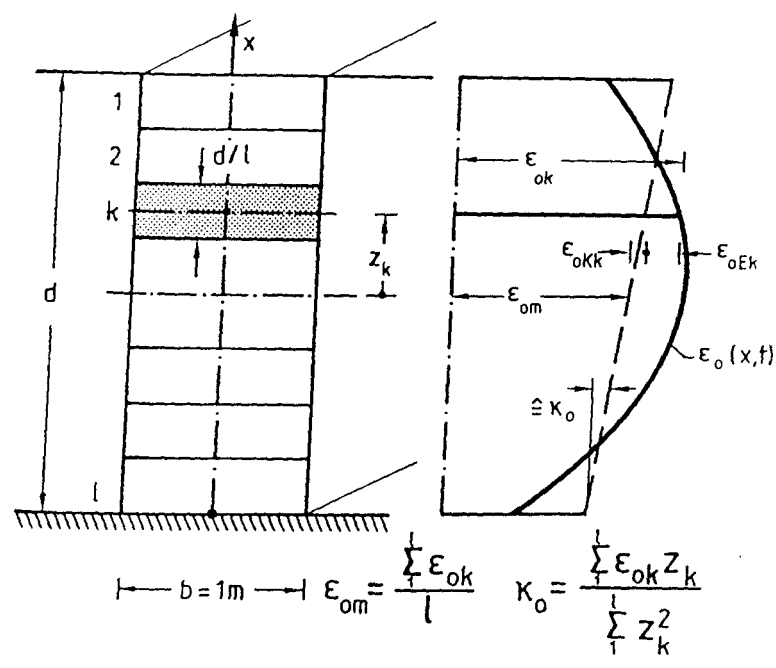


Abb. 5.5: Temperaturverformungen am scheibenförmigen Ausschnitt aus einem massigen Betonteil

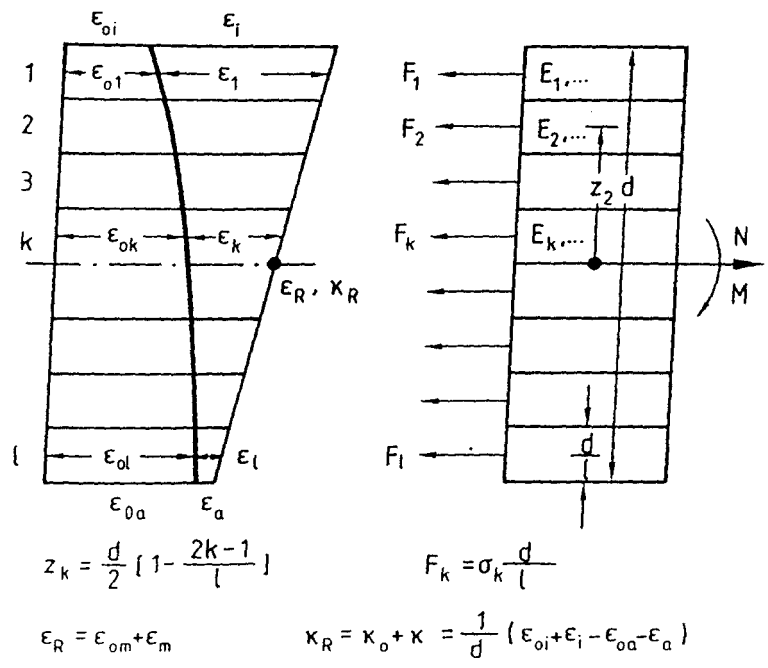


Abb. 5.6: Elemente der Lamellenmethode

wobei ε_{0m} die Mittendehnung, ε_{0k} den Krümmungsanteil und ε_{0E} den nichtlinearen Anteil bedeuten. Daraus resultieren jeweils die zwangerzeugenden Schnittkräfte und Eigenspannungen.

Die Gesamtdehnung der einzelnen Lamelle k setzt sich aus der freien Temperaturdehnung ε_{0k} , die aus der Temperaturdifferenz des Temperaturfeldes mit Hilfe der Wärmedehnzahl α_T bestimmt wird, und der spannungsabhängigen Dehnung ε_k zusammen. Letztere beinhaltet die elastische, die Kriech- und die Rißdehnung. Die Dehnungen werden über die Lamellendicke konstant angenommen und stellen die Unbekannten dar.

Die resultierende Dehnungsverteilung wird als eben angenommen. Das Maß der Verformungsbehinderung läßt sich durch die resultierende Mittendehnung ε_R und die resultierende Krümmung κ_R beschreiben (Abb. 5.6). Die Lösung des Gleichungssystems erfolgt unter der Bedingung, daß das Gleichgewicht gewahrt sein muß. Weil die Werkstoffeigenschaften orts- und zeitveränderlich sind sowie die Kriech- und Rißdehnung von der elastischen Dehnung abhängen, erfolgt die Spannungsberechnung iterativ und zeitinkrementell. Die Wahl der Zeitschritte wird durch die vorangegangene Temperaturberechnung bestimmt.

Die Dehnungsgeschichte $\varepsilon_{0,k}(t)$ der Lamelle k kann durch Stufen $\Delta\varepsilon_{0,ki} = \text{const}$ beschrieben werden, die zu den Zeitpunkten t_i einsetzen. Nach Abb. 5.6 ergibt sich für die Lamelle k zum Zeitpunkt t_i die Verträglichkeitsbedingung

$$\Delta\varepsilon_{el,ki} + \Delta\varepsilon_{r,ki} + \Delta\varepsilon_{0,ki} - \Delta\varepsilon_{R,i} - \Delta\kappa_{R,i} z_k = 0 \quad (5.6)$$

wobei $\Delta\varepsilon_{el,ki}$ die elastische Dehnung und $\Delta\varepsilon_{r,ki}$ die Rißdehnung des jungen Betons im aufsteigenden Ast der $\sigma(\varepsilon)$ -Linie bedeuten. Aus Gl. (5.6) ergibt sich der spontane Spannungssprung bei t_i zu

$$\Delta\sigma_{kii} = - [\Delta\varepsilon_{0,ki} + \Delta\varepsilon_{r,ki} - \Delta\varepsilon_{R,i} - \Delta\kappa_{R,i} z_k] E_{ki} \quad (5.7)$$

der aber mit der Zeit relaxiert. Zum Zeitpunkt t_n ist die Spannung auf

$$\Delta\sigma_{kni} = - [\Delta\varepsilon_{0,ki} + \Delta\varepsilon_{r,ki} - \Delta\varepsilon_{R,i} - \Delta\kappa_{R,i} z_k] E_{ki} \psi_{kni} \quad (5.8)$$

gesunken. Für die Relaxation in Gl. (5.8) läßt sich die Relaxfunktion Gl. (2.14) nutzen. Die Lamellenkraft für $t = t_n$ einer zum Zeitpunkt t_0 einsetzen-

den Spannungsgeschichte erhält man durch eine Boltzmann-Superposition der einzelnen Spannungsstufen $\Delta\sigma_{kni}$

$$F_{kn} = - \frac{d}{1} \sum_{i=0}^{n-1} \Delta\sigma_{kni} \quad (5.9)$$

Die resultierenden Zwangsschnittgrößen zum Zeitpunkt t_n ergeben sich zu

$$N_n = \sum_{k=1}^1 F_{kn} \quad (5.10)$$

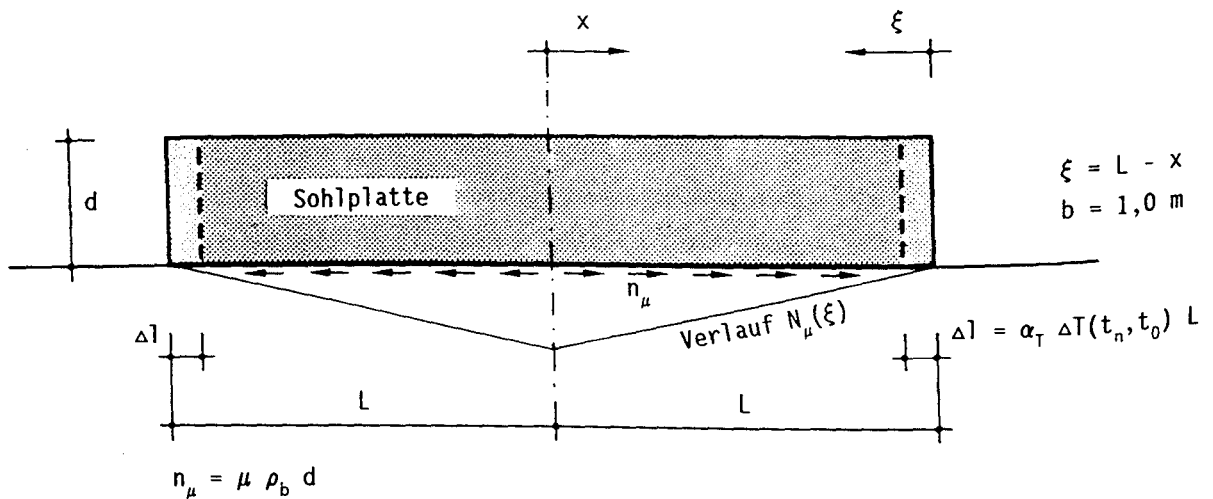
$$M_n = \sum_{k=1}^1 F_{kn} z_k \quad (5.11)$$

Die Gl. (5.6) bis (5.11) bilden ein Gleichungssystem, mit dem die unbekannten spannungsabhängigen Lamellendehnungen bestimmt werden können, sofern die notwendigen Randbedingungen für die Verformungen und/oder die Schnittkräfte bekannt sind.

5.3.3 Behinderung eines zwangbeanspruchten Bauteils

Die Lösung erfordert Annahmen zum statischen System und zur Behinderung des Bauteils. Ist das Bauteil ungezwängt und deshalb nur durch Eigenspannungen beansprucht, so gilt $N = M = 0$. Bei der Behinderung ist zu unterscheiden zwischen der Dehnungsbehinderung und der Krümmungsbehinderung. Bei totaler Zwängung sind $\Delta\varepsilon_{R,i} = \Delta\kappa_{R,i} = 0$ zu setzen.

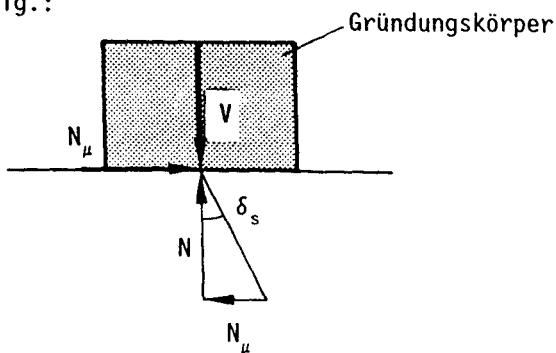
Bei Sohlplatten geht die Behinderung in der Regel vom Baugrund aus. Der Behinderungsgrad ist abhängig von der Art des Bodens und von der Bauteillänge. Nichtbindige Böden können zu einer erheblichen Dehnbehinderung führen /29,36/. Durch Bodenreibung wird die freie thermische Ausdehnung bzw. Verkürzung der Sohlplatte behindert, dies führt beim Abfließen der Hydratationswärme zu einer ausmittigen Zwangbeanspruchung. Die wesentlichen Beziehungen zur Ermittlung der Bodenreibung sind in Abb. 5.7 dargestellt. Bei der eindimensionalen Betrachtung wird wegen der max. exzentrischen Zugkraft der Querschnitt in der Symmetrieachse maßgebend. Bei bindigen Böden kann dieser Einfluß wegen des geringen Sohlreibungswinkels in der Regel vernachlässigt werden.



Reibungskraft:

$$N_\mu(\xi) = \pm \int_0^\xi \mu \rho_b d \, d\xi \quad (\text{Vorzeichen richtet sich nach der Bewegungsrichtung})$$

allg.:



$$\mu = \tan \delta_s = \frac{\tau_{\max}}{\sigma} \quad (\text{Coulomb})$$

für Ortbeton: $\delta_s \approx \varphi'$

für Fertigteile: $\delta_s \approx 2/3 \varphi'$

Abb. 5.7: Reibungsbehinderung einer Sohlplatte durch den Baugrund

Weiterhin ist die Zwängung eines Bauteils durch ältere Nachbarbauteile möglich. Die Behinderung kann entweder von den Enden des gezwängten Bauteils her oder durch flächigen Verbund erfolgen. In der Praxis tritt eine totale Zwängung selten auf, in vielen Fällen ist von einer federnden Behinderung auszugehen. Hierfür sind Annahmen zu treffen bzw. mit Hilfe baustatischer Methoden Ersatzfedersteifigkeiten zu ermitteln. Für das System Wand/Fundament werden in /25/ die wesentlichen Beziehungen gezeigt. Die Anwendung der Lamellenmethode erfordert die Definition des Behinderungsgrades durch die resultierenden Verformungen $\Delta \epsilon_{R,i}$, $\Delta \kappa_{R,i} \geq 0$.

5.3.4 Werkstoffmodell

Das Rechenverfahren erlaubt wegen des reduzierten numerischen Aufwandes die Berücksichtigung zeit- bzw. hydrationsgradabhängiger Werkstoffeigenschaften. Für die Beispielrechnungen wurden die für den Versuchsbeton ermittelten hydrationsgradabhängigen Werkstoffansätze für die Zug- und Druckfestigkeit sowie für den Zugelastizitätsmodul aus Abschn. 4.4.5 zugrunde gelegt. Das viskoelastische Verhalten des jungen Betons wird mit den Versuchsergebnissen aus Abschn. 4.11 beschrieben.

Im Druckbereich werden nur niedrige Beanspruchungsgrade erreicht, so daß näherungsweise für die Ermittlung der Druckspannungen die Ansätze für den Zug-E-Modul und für die Zugrelaxation angenommen werden können /8,39/.

Für die numerische Berechnung ist eine stetige Formulierung der Zugspannungs-Dehnungslinie vorteilhaft. In /39/ wird die aus dehnngeregelten Zugversuchen (Abschn. 4.10) gewonnene vollständige $\sigma(\epsilon)$ -Linie analytisch beschrieben. Sie wird im auf- und absteigenden Ast unterschiedlich formuliert und spiegelt das elasto-plastische Werkstoffverhalten wieder. Die Werkstoffparameter hängen ebenfalls vom Hydrationsgrad ab. Aus Platzgründen wird auf eine ausführliche Darstellung verzichtet und auf die Angaben in /39/ verwiesen.

5.3.5 Rißkriterium

Für das Einreißen einer Lamelle ist die Festlegung eines Rißkriteriums erforderlich. Auch wenn die Zugfestigkeit experimentell ermittelt wurde, so stellt

die hydratationsgradabhängige Formulierung nach Abb. 4.21 nur die mittlere Betonzugfestigkeit im Bauwerk dar. Es wird angenommen, daß das Einreißen einer Lamelle einsetzt, wenn die über die Lamellendicke gemittelte Betonzugspannung die 5%-Fraktile der Betonzugfestigkeit erreicht. Mit

$$\beta_{zkn}^* = \beta_{zkn} (1 - 1,64 V_z) = \beta_{zkn5\%} \quad (5.12)$$

lautet die Rißbedingung für die Lamelle k zum Zeitpunkt t_n

$$\sigma_{kn} = \frac{1}{d} F_{kn} = \beta_{zkn}^* \quad (5.13)$$

Der Variationskoeffizient V_z in Gl. (5.12) ergibt sich aus den Zugversuchen. Angaben über die Streuung wurden in Abschn. 4.7.2 gemacht.

Die verschiedenen festigkeitsmindernden Einflüsse auf die Bauwerkszugfestigkeit werden durch den hydratationsgradabhängigen Ansatz (Abb. 4.21) bereits berücksichtigt. Eine gesonderte Erfassung ist daher nicht erforderlich. Abb. 5.8 zeigt den Einfluß der Zwangbeanspruchung auf die hydratationsgradabhängige Entwicklung der Zugfestigkeit durch Vergleich der Ansatzfunktionen für die Dehn- und Nebenkörperproben des Versuches ZDV1.

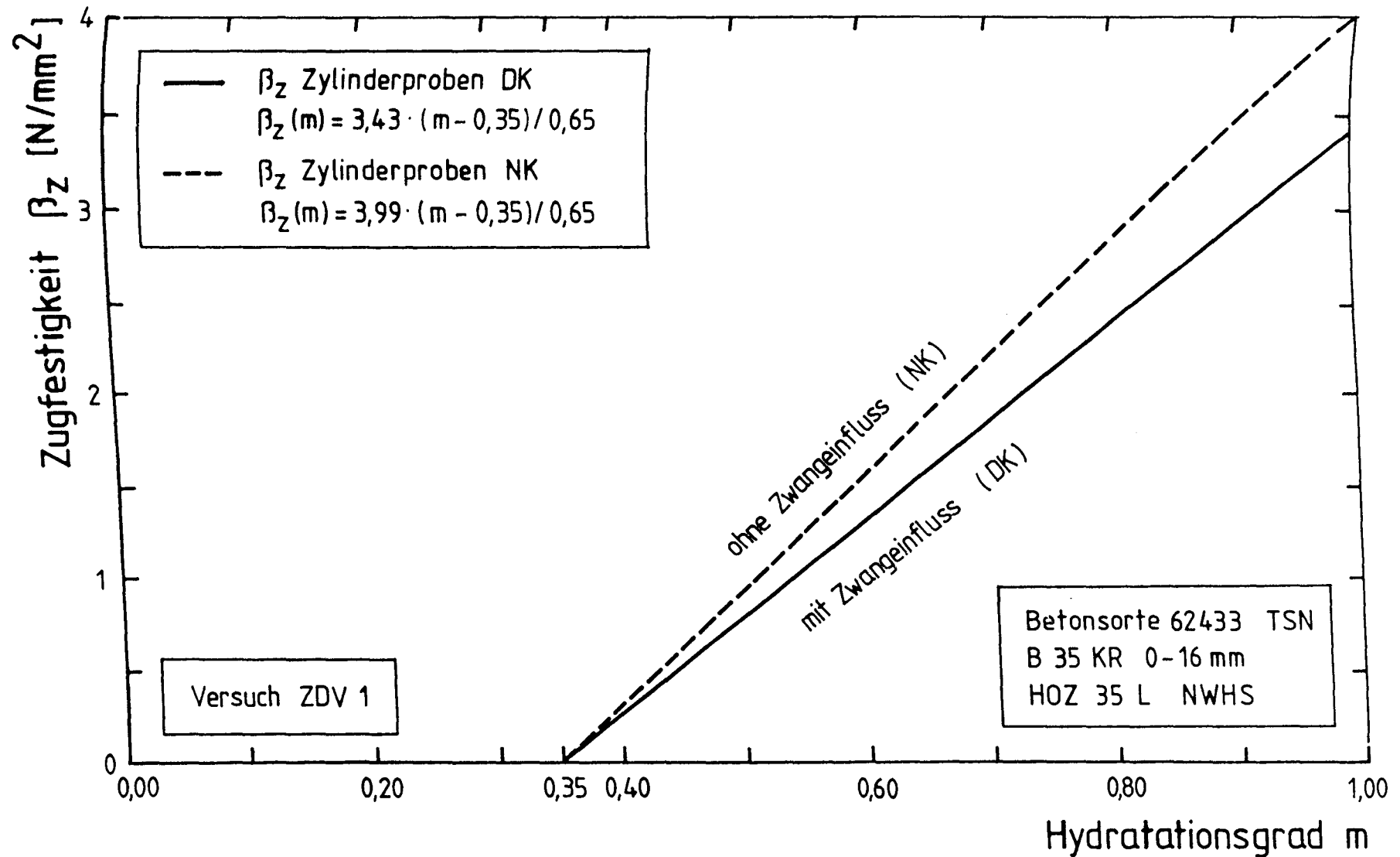


Abb. 5.8: Rechenansatz für die hydratationsgradabhängige Zugfestigkeitsentwicklung, Einfluß der Zwangbeanspruchung

5.3.6 Berechnungsbeispiele

5.3.6.1 Überblick

Die Vielzahl zwangbeanspruchter Bauteile läßt sich im Rahmen dieser Forschungsarbeit nicht untersuchen. Die Bauteilgeometrie und die Zahl der möglichen Randbedingungen stellen eine unendlich große Schar von Parametern dar. Daher soll die zeitliche Entwicklung der Zwang- und Eigenspannungen und die Ermittlung möglicher Rißzeitpunkte exemplarisch an zwei praxisrelevanten Bauteilen untersucht werden. Für die Randbedingungen werden Festlegungen innerhalb möglicher Grenzwerte getroffen.

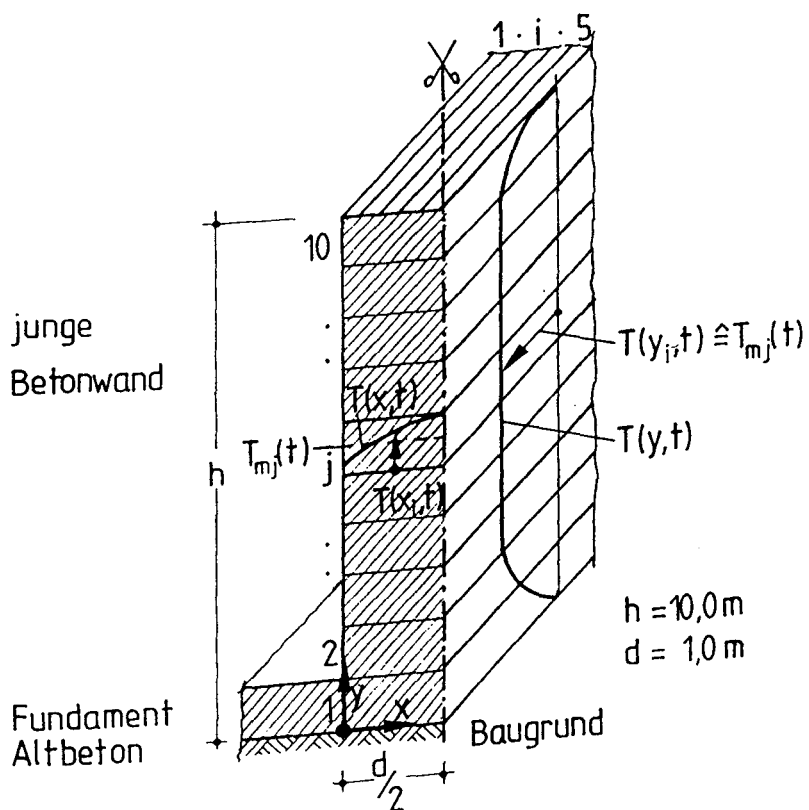
Beispiele für Bauteile unter Hydratationswärmezwang sind die dicke Fundamentplatte und die Betonwand auf einem bereits erhärteten Fundament (Abb. 5.9). Diese Systeme bereiten in der Praxis häufig Probleme, da eine Rißbildung infolge des Abfließens der Hydratationswärme in der Regel nicht verhindert werden kann. Aus diesem Grund wird nach den Vorschriften stets eine Mindestbewehrung erforderlich.

5.3.6.2 Dicke Fundamentplatte

System

Die Geometrie der untersuchten dicken Fundamentplatte ist in Abb. 5.9 dargestellt. Näherungsweise wird von einer unendlichen Ausdehnung in der Grundrißebene ausgegangen ($l \gg d$). Mit Hilfe der Lamellenmethode wird ein Ausschnitt aus der Fundamentplatte von 1 m Breite betrachtet. Dieser Ausschnitt wird über die Höhe von 6,0 m in 10 Lamellen unterteilt.

Für die Temperaturberechnung wird ein eindimensionaler Wärmestrom vorausgesetzt. Die Wärmeabgabe erfolgt über die beiden Randlamellen an die umgebende Luft bzw. an den Boden. Die Berechnung der Zwang- und Eigenspannungen kann in einem Rechengang erfolgen. Je nach Art der Behinderung wird entweder starre Lagerung oder freie Verformung in der Bodenfuge angenommen. Die tatsächlich vorhandene elastische Bettung des Gründungskörpers ist mit der Lamellenmethode rechnerisch nicht erfaßbar.



24/08/2015

Randbedingungen

Folgende Randbedingungen wurden untersucht:

Behinderung	Randbedingung	Wirkung
freie Verformung	$N = M = 0$	nur Eigenspannungen
Biegezwang	$\kappa_R = 0$	Zwang und Eigenspannungen
Sohltreibung	$N = N_\mu$	Zwang und Eigenspannungen

Die Bewehrung der Fundamentplatte läßt sich bei der Spannungsberechnung durch eine erhöhte Steifigkeit der Randlamellen berücksichtigen. Zum Vergleich mit der unbewehrten Platte wurde in einigen Rechenläufen bezogen auf die jeweilige Lamelle folgender Bewehrungsgehalt zugrunde gelegt:

untere Bewehrung	Lamelle 1	$\mu_{z1} = 5 \%$
obere Bewehrung	Lamelle 10	$\mu_{z10} = 1 \%$

5.3.6.3 Wand auf Fundament

System

Die Berechnungen für das System Wand/Fundament in Abb. 5.9 gestalten sich erheblich aufwendiger als bei der Fundamentplatte. Für die Ermittlung der Zwang- und Eigenspannungen sind zwei getrennte Rechenläufe erforderlich. Während bei der Fundamentplatte die Zwang- und Eigenspannungen nur in einer Richtung veränderlich sind, müssen die Temperaturspannungen in der Wand zweidimensional betrachtet werden. Die Zwangspannungen ändern sich in Abhängigkeit von der Wandhöhe h , die Eigenspannungen hingegen über die Wanddicke d .

Die Eigen- und Zwangspannungen der Wandscheibe werden daher jeweils an unterschiedlichen Systeme untersucht. Für die Berechnung werden folgende Annahmen getroffen:

- Im Vergleich zu den Querschnittsabmessungen wird die Ausdehnung der Wandscheibe in Längsrichtung als unendlich groß betrachtet ($l \gg h > d$).

- Die Temperatur ist über die Wanddicke d nichtlinear verteilt, es entsteht näherungsweise ein eindimensionales Temperaturprofil in Richtung der Außenflächen.
- Die zweidimensionalen Temperatur- und Hydratationsgradfelder werden für die Querschnittsfläche der Wand ermittelt (s. Abb. 5.3 und 5.4).

Berechnung der Eigenspannungen

Die Berechnung erfolgt an einem horizontalen Schnitt durch die Wandscheibe. Der Wandquerschnitt $d = 1,0 \text{ m}$ wird dabei in 10 Lamellen unterteilt. Die freie Temperaturverformung ist nicht behindert ($N = M = 0$). Das sich einstellende Eigenspannungsprofil ist symmetrisch zur Mittelachse.

Berechnung der Zwangbeanspruchung

Als Betrachtungsmodell dient ein Längsschnitt durch das Wand/Fundament-System. Das Bauteil wird über die Höhe h in 10 Lamellen aufgeteilt. Die unterste Lamelle bildet die Fundamentplatte, die oberste Lamelle den Wandkopf. Für die Zwangberechnung wird jeder einzelnen Lamelle die mittlere Querschnittstemperatur aus der vorangegangenen Temperaturberechnung in Abhängigkeit von der Bauteilhöhe zugewiesen. Zwischen Fundamentplatte und dem Wandbeton wird unverschieblicher Verbund angenommen. Der Fundamentplatte werden die Werkstoffeigenschaften eines erhärteten Betons B 35 zugewiesen. Für die Wandlamellen gelten die hydratationsgradabhängigen Eigenschaften des jungen Betons.

Randbedingungen für die Zwangbeanspruchung

Für die Behinderung des Wand/Fundament-Systems werden bei der Zwangberechnung zwei Grenzfälle betrachtet:

- totaler Biegezwang $\kappa_R = 0$; ϵ_R beliebig
- freie Krümmung $M = N = 0$; κ_R und ϵ_R beliebig

Für den Fall des totalen Biegezwangs wird von einem Ebenbleiben des gesamten Wandquerschnittes ausgegangen. Im anderen Fall wird eine Verformung zugelassen, die Zwangbeanspruchung entsteht durch die behinderte Dehnung in der Fundamentfuge.

Der Einfluß einer Bewehrung auf das Rechenergebnis wird nicht untersucht.

5.3.6.4 Thermische und betontechnologische Randbedingungen

Wegen der Vielzahl der möglichen Randbedingungen müssen praxisrelevante Annahmen innerhalb möglicher Grenzwerte getroffen werden.

Zur Abdeckung der unterschiedlichen meteorologischen Einflüsse wurden beide Rechenbeispiele sowohl unter sommerlichen als auch unter winterlichen Temperaturbedingungen betrachtet. Tabelle 5.3 gibt Aufschluß über die Randbedingungen.

Tabelle 5.3: Thermische und betontechnologische Randbedingungen für die Temperatur- und Spannungsberechnung

	Fundamentplatte		Wand	
Jahreszeit	Sommer	Winter	Sommer	Winter
T _{Boden}	12 °C	5 °C	12 °C	5 °C
T _{Luft}	Max. +28 °C	+5 °C	+28 °C	+5 °C
	Mittel +20 °C	±0 °C	+20 °C	±0 °C
	Min. +12 °C	-5 °C	+12 °C	-5 °C
Windgeschw.	4 m/s	4 m/s	4 m/s	4 m/s
T _{Frischbeton}	23 °C	10 °C	23 °C	10 °C
	17 °C		17 °C	
Nachbehandlg.	<div>- ohne Abdeckung</div> <div>- Abdeckung 4 d</div> <div>- wässern 4 d</div>	<div>- ohne Abdeckung</div> <div>- Abdeckung 4 d</div> <div>- Abdeckung 14 d</div>	<div>- Holzschalung 2 d</div> <div>- Holzschalung 14 d</div> <div>- Stahlschalung 2 d</div>	<div>- Holzschalung 2 d</div> <div>- Holzschalung 14 d</div> <div>- Stahlschalung 2 d</div> <div>- Dämmatte 14 d</div>

Die Schwankungen der Lufttemperatur wurden durch einen mittleren Tagesgang von ±8 °C im Sommer und ±5 °C im Winter berücksichtigt. Die Nachbehandlungs-

art "Abdeckung" bezeichnet das Abdecken der Betonoberfläche mit einer 4 cm dicken Dämmatte.

5.4 Darstellung und Bewertung der Berechnungsergebnisse

Aus Gründen der Übersichtlichkeit lassen sich nicht alle Berechnungsergebnisse im einzelnen darstellen. Daher soll die zeitliche Entwicklung der Temperaturspannungen nur an einigen signifikanten Beispielen aufgezeigt werden.

In den Abb. 5.10 bis 5.15 sind die ermittelten Temperatur- und Spannungsverläufe für die dicke Fundamentplatte, in den Abb. 5.16 bis 5.21 für das Wand/Fundament-System dargestellt. Die obere Bildhälfte zeigt jeweils die Temperaturentwicklung in Abhängigkeit von der Zeit und von der Lage im Bauteil, die zugehörigen Spannungen sind in der unteren Bildhälfte wiedergegeben. Die Temperaturverläufe wurden mit Hilfe des in Abschn. 5.2.2 beschriebenen zweidimensionalen Temperatur-FE-Programms ermittelt. Auf eine Darstellung der Temperatur- und Hydratationsgradfelder (vergl. Abb. 5.3 und 5.4) wurde verzichtet. In den Spannungsbildern wurde für zusätzlich der Verlauf der hydratationsgradabhängigen Zugfestigkeit einer rißgefährdeten Lamelle abgebildet. Die Spannungsberechnung zeigt die Rißbildung an, indem die Lamellenspannung die rechnerische Betonzugfestigkeit erreicht. Die Streuung der Zugfestigkeit wird durch die Linie β_z^* angegeben.

Die Auswertung aller Rechenläufe machte deutlich, daß sich die zeitliche Entwicklung der Zwang- und Eigenspannungen nur schwer eingrenzen läßt. Hydratationswärmezwang kann sich langsam aber auch schnell entwickeln. Rißzeitpunkte hängen sehr stark von den Randbedingungen ab und können sowohl im sehr frühen als auch im hohen Betonalter entstehen. Zur Verdeutlichung, wie schwierig Verallgemeinerungen zur Zwangsentwicklung und zur Rißbildung sind, sollen einige Berechnungsbeispiele kurz vorgestellt werden.

Ergebnisse für die dicke Fundamentplatte

In Abb. 5.10 ist der Temperatur- und Spannungsverlauf der Fundamentplatte unter winterlichen Witterungsbedingungen dargestellt. Nach dem Betonierende wurde die Fundamentplatte aus Gründen der Nachbehandlung mit einer wärmedämmenden Folie abgedeckt. Die Bauteiltemperatur entwickelt sich aufgrund der geringen Außen- und Frischbetontemperatur zunächst sehr langsam, nimmt aber nach etwa 24 Stunden stetig und gleichmäßig zu. Zur Berechnung der Temperaturspannungen wurde die Platte als krümmungsbehindert angesehen. Die Spannun-

gen und die Zugfestigkeit des Betons entwickeln sich unter den vorherrschenden Bauteiltemperaturbedingungen erst ab einem Zeitpunkt von ca. 48 Stunden. Nach 4 Tagen wird die Wärmedämmung entfernt. Als Folge davon kühlt die Betonoberfläche schlagartig ab. Es stellen sich erhebliche Eigenspannungen ein, die zum Einreißen der Randlamelle (σ_{10}) führen. Die noch übertragbare Restzugspannung der als gerissen betrachtete Lamelle wird von dem zeit- und dehngeschwindigkeitsabhängigen Verlauf der vollständigen σ - ϵ -Linie bestimmt. Entsprechend kommt es zu Spannungsumlagerungen in den übrigen Lamellen.

Für die gleiche Platte ist im Vergleich dazu die Spannungsentwicklung in Abb. 5.11 bei einer 14-tägigen Abdeckung dargestellt. Der Spannungssprung der Randlamelle tritt zeitversetzt auf, die Zugfestigkeit wird ebenfalls erreicht. Ein Unterschied zeigt sich aber in der Spannungsentwicklung der unteren Lamelle. Die schnellere Wärmeabfuhr in der Bodenfuge führt zu einem raschen Anstieg der Zugspannungen σ_1 , nach etwa 10 Tagen ist ein Einreißen möglich. Hingegen wird die Spannungszunahme durch die frühe Rißbildung in Abb. 5.10 abgeschwächt.

Unter sommerlichen Bedingungen ist bereits frühzeitig mit einer Rißbildung zu rechnen, wie die Abb. 5.12 und 5.13 zeigen. Zwar wird durch die Abdeckung in Abb. 5.12 die Temperaturspannung an der Betonoberfläche zunächst klein gehalten, jedoch führt auch hier das Entfernen zu einer schlagartigen Rißbildung. Die Spannung der untersten Lamelle entwickelt sich unbeeinflusst von der Art der Nachbehandlung sehr viel rascher als unter Winterbedingungen. Nach etwa 96 Stunden ist mit einem Einreißen der Fundamentunterseite zu rechnen. Der wellenförmige Verlauf der Randspannung σ_{10} ergibt sich aus dem Tagesgang der Lufttemperatur.

Durch eine frühzeitige Abkühlung der Betonoberfläche läßt sich die Spannungsentwicklung und der Zeitpunkt der Rißbildung beeinflussen. Als Nachbehandlungsmaßnahme in Abb. 5.13 ist eine 4-tägige Bewässerung der Oberfläche vorgesehen. Diese Maßnahme bewirkt eine schnelle Zunahme der Zugspannungen in der Randlamelle, der Riß tritt etwa 2 bis 3 Tage nach der Betonage ein. Das Spannungsniveau ist zu diesem Zeitpunkt ca. 30 % niedriger als zum Rißzeitpunkt in Abb. 5.12.

Das sich unter Umständen eine Rißbildung auch ganz vermeiden läßt, zeigen die Abb. 5.14 und 5.15. Die gleiche Nachbehandlungsmaßnahme und die gleichen

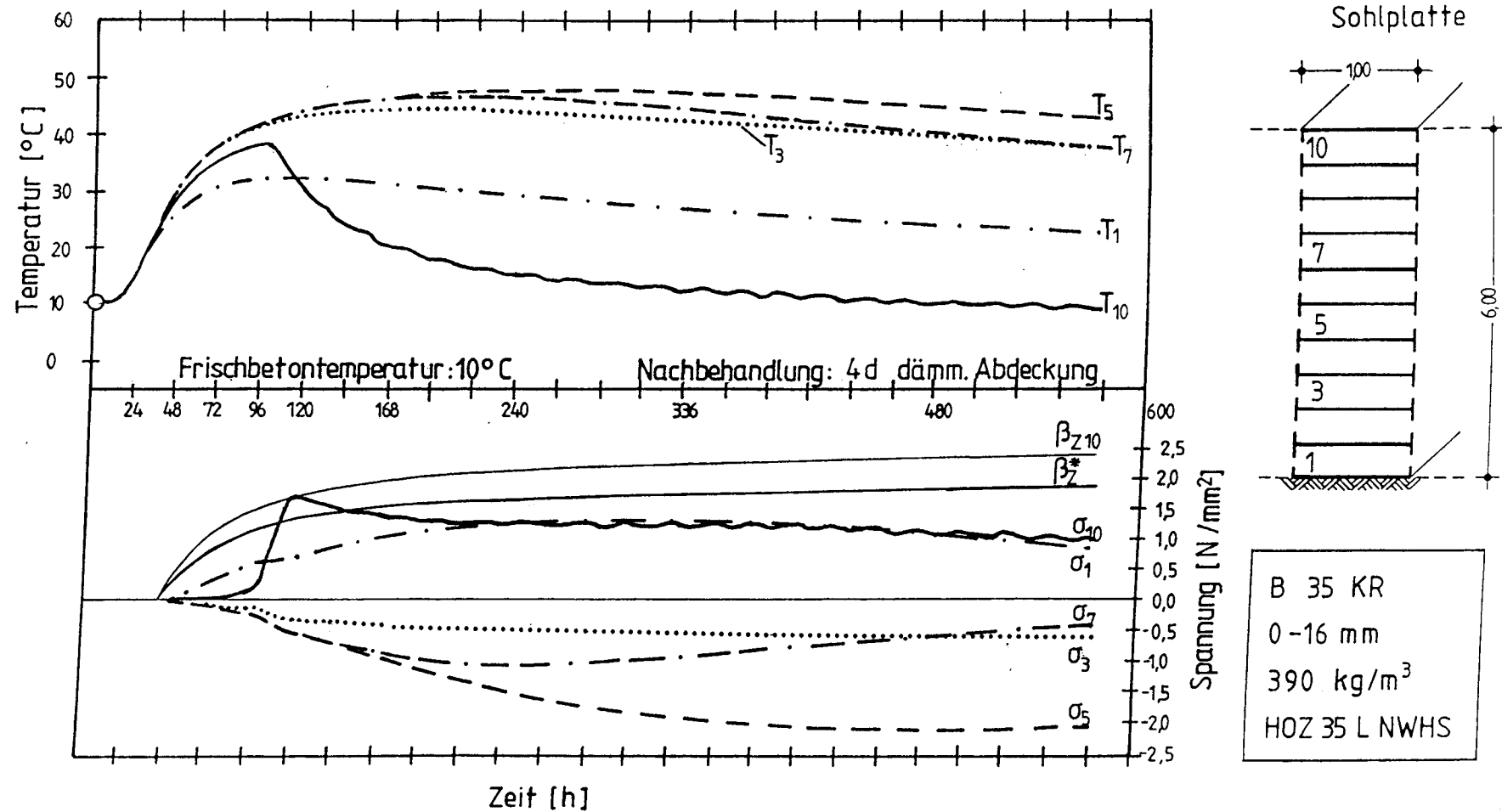


Abb. 5.10: Betontemperaturen und -spannungen in einer dicken Fundamentplatte in Abhängigkeit von der Zeit, winterliche Temperaturbedingungen / 4 Tage dämmende Abdeckung

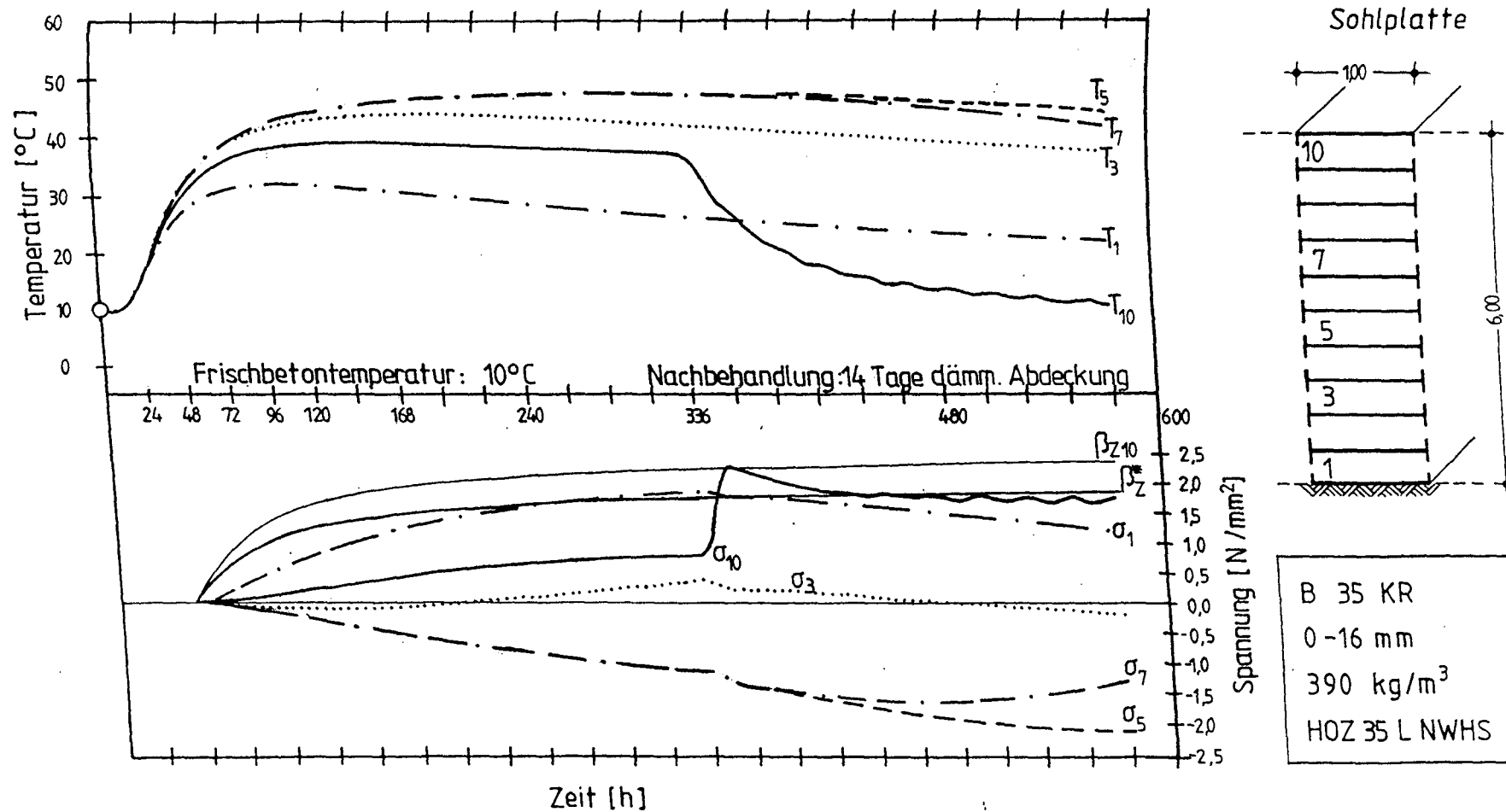


Abb. 5.11: Betontemperaturen und -spannungen in einer dicken Fundamentplatte in Abhängigkeit von der Zeit, winterliche Temperaturbedingungen / 14 Tage dämmende Abdeckung

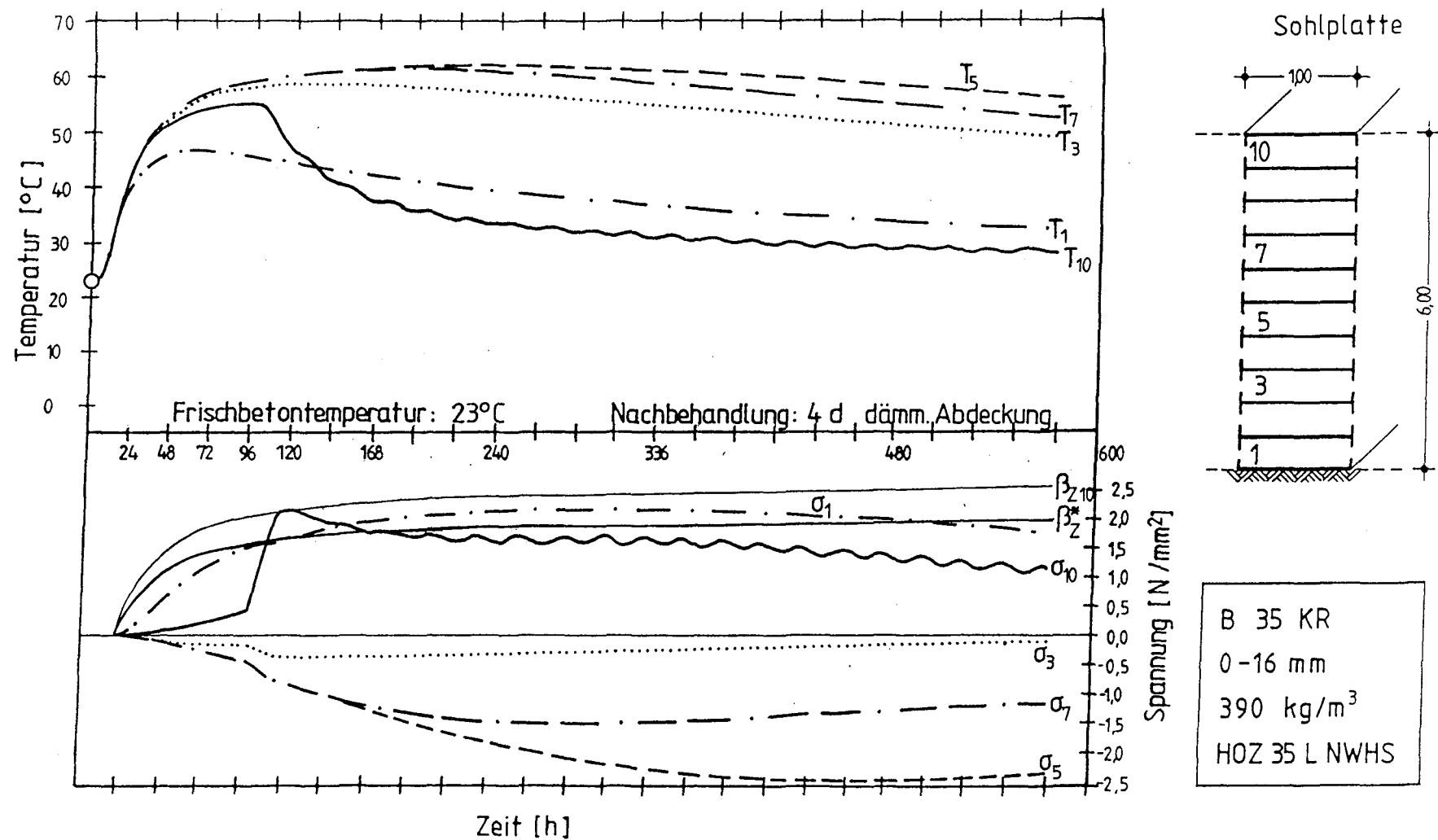


Abb. 5.12: Betontemperaturen und -spannungen in einer dicken Fundamentplatte in Abhängigkeit von der Zeit, sommerliche Temperaturbedingungen / 4 Tage dämmende Abdeckung

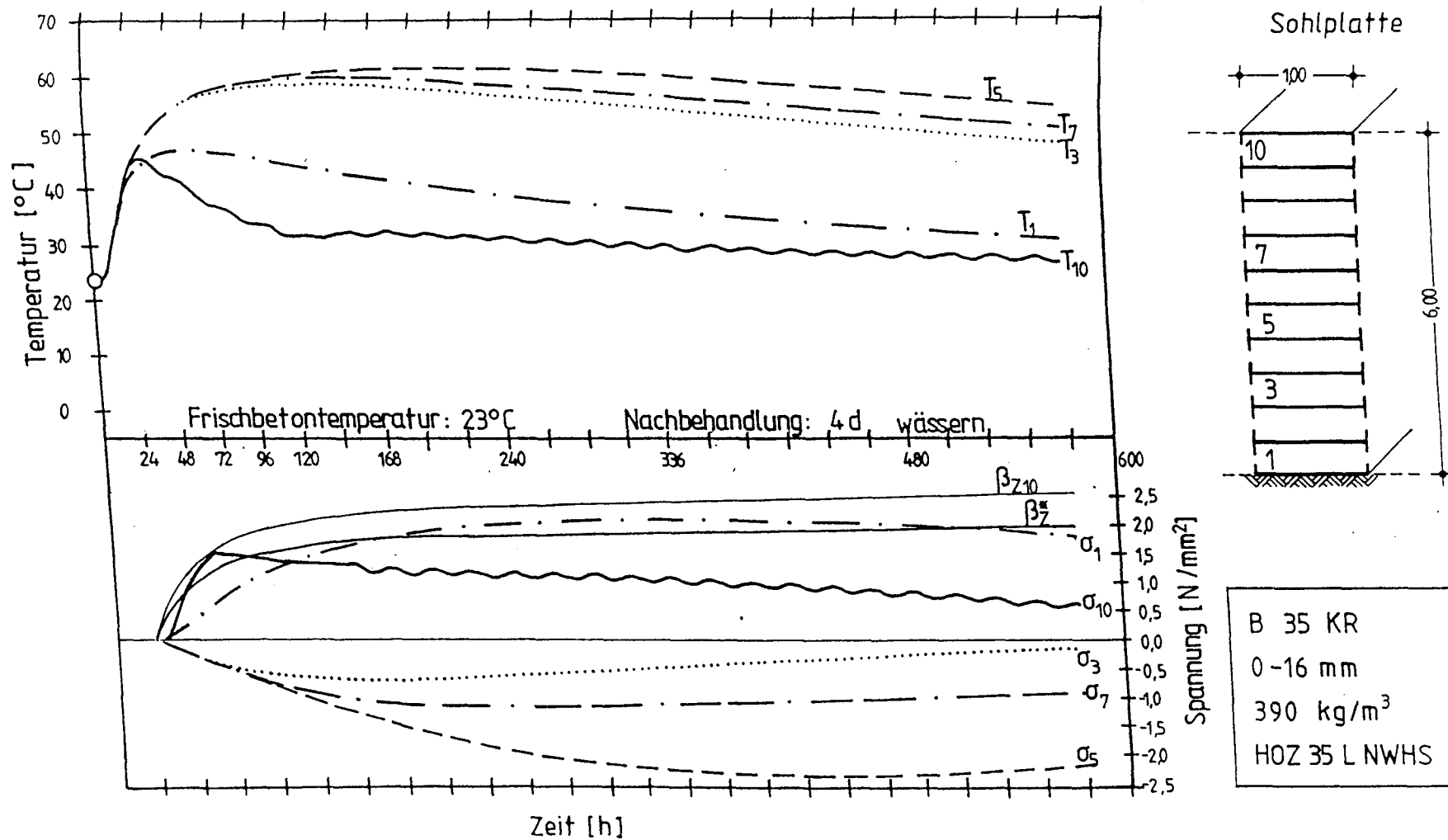


Abb. 5.13: Betontemperaturen und -spannungen in einer dicken Fundamentplatte in Abhängigkeit von der Zeit, sommerliche Temperaturbedingungen / 4 Tage wässern der Oberfläche

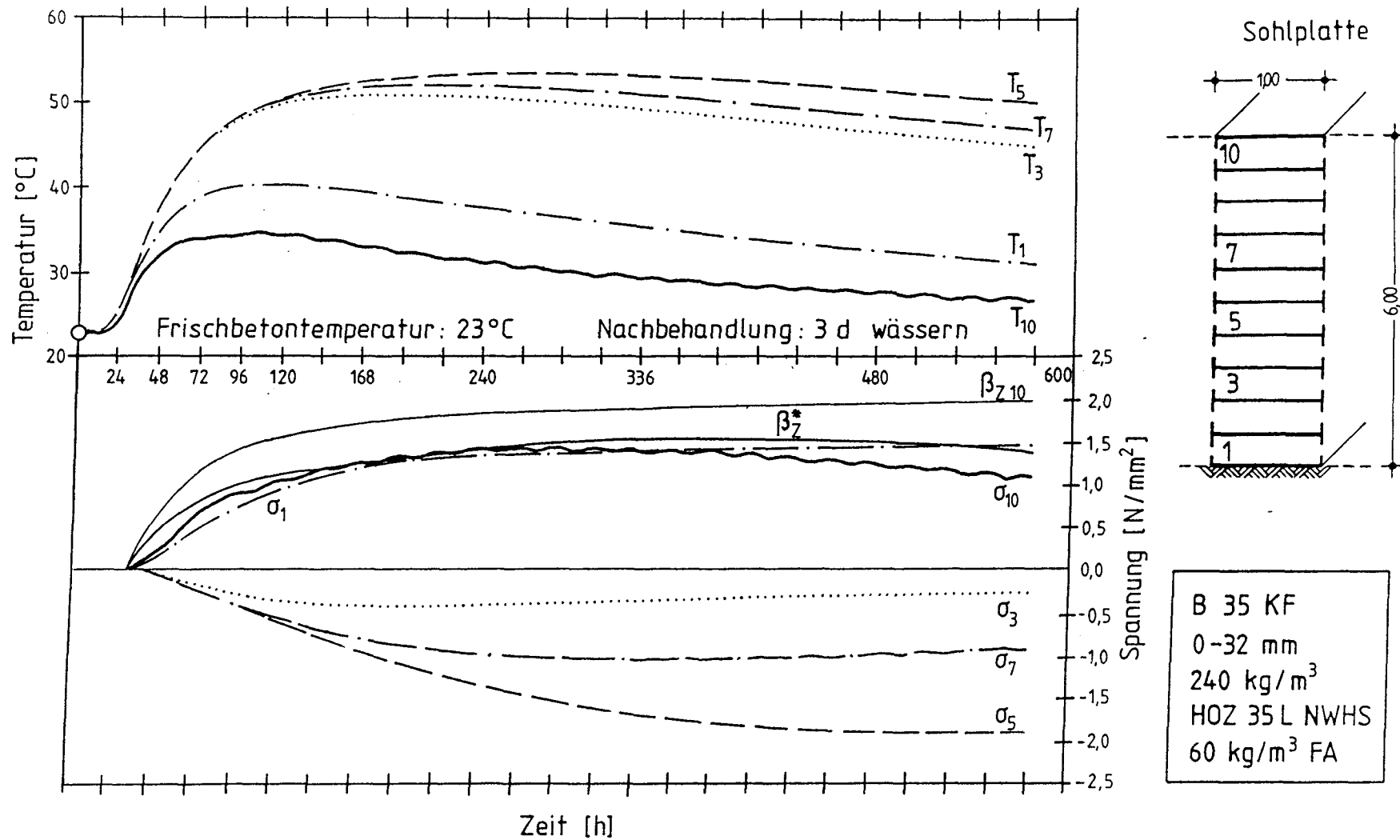


Abb. 5.14: Betontemperaturen und -spannungen in einer dicken Fundamentplatte in Abhängigkeit von der Zeit, sommerliche Temperaturbedingungen / 3 Tage wässern der Oberfläche

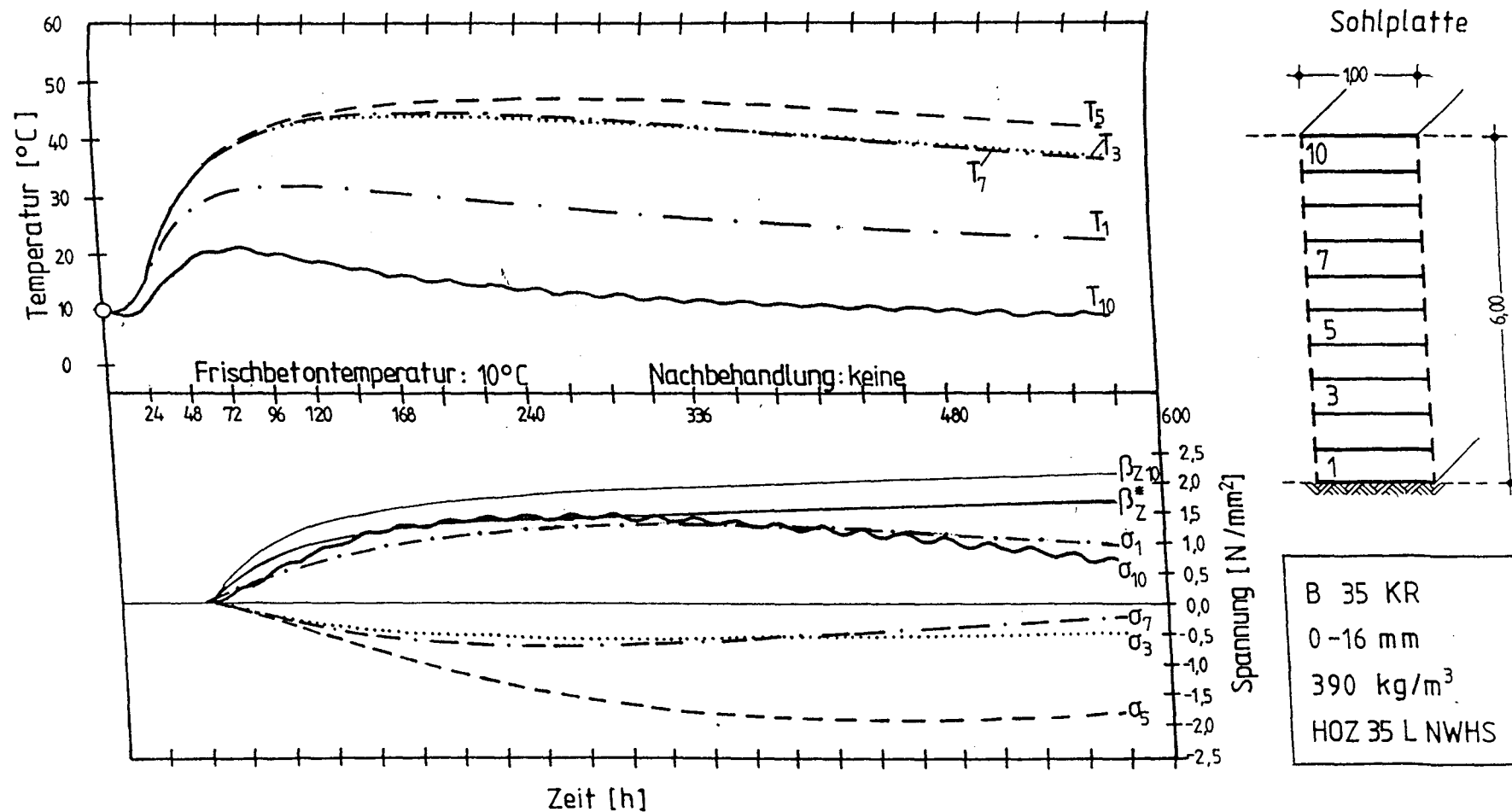


Abb. 5.15: Betontemperaturen und -spannungen in einer dicken Fundamentplatte in Abhängigkeit von der Zeit, winterliche Temperaturbedingungen / ohne Nachbehandlung

thermischen Randbedingungen wie in Abb. 5.13 führen bei Verwendung eines anderen Betons (B 25 mit 240 kg PZ 35 L NWHS und 60 kg FA) in Abb. 5.14 nicht zum Riß. Ursache dafür ist die niedrigere Hydratationswärmeentwicklung dieses Betons. Bereits im jungen Alter entsteht ein größerer Temperaturunterschied zwischen Rand und Kern der Fundamentplatte. Die resultierenden Temperaturspannungen sind wegen der noch geringen Steifigkeit des Betons klein. Zudem besitzt der junge Beton ein großes Relaxationsvermögen, sodaß die Spannungen trotz wachsender Steifigkeit kaum zunehmen.

Ein ähnliches Bild ergibt sich aus den Berechnungen in Abb. 5.15. Trotz ungünstiger Witterungsbedingungen und "schlechter" Nachbehandlung ist auch hier die Gefahr einer Rißbildung wegen des raschen Wärmeabflusses gering.

Die Berechnungen der dicken Fundamentplatte zeigen, daß die Eigenspannungen im Gegensatz zum nachfolgenden Wand/Fundament-System die Spannungsentwicklung maßgeblich beeinflussen. Spannungsanteile aus Biegezwang und Sohlreibung können zwar zu einer Erhöhung der Gesamtspannung führen, der Zeitpunkt einer Rißbildung wird dadurch aber wenig beeinflusst. Die Dehnungsbehinderung in der Bodenfuge hat zudem nur Auswirkungen auf den Spannungsverlauf an der Fundamentunterseite. Die für eine Zwangbemessung häufig bedeutsamere Fundamentoberseite wird dadurch nicht beeinflusst.

Die Berechnungsergebnisse zeigen weiterhin, daß der Einfluß der Bewehrung auf Zwangsentwicklung vernachlässigbar ist. Der zeitliche Verlauf der Temperaturspannungen änderte sich durch die Berücksichtigung des Bewehrungsanteils nicht, lediglich in der Höhe der Spannungen ergaben sich geringfügige Unterschiede.

Ergebnisse für das Wand/Fundament-System

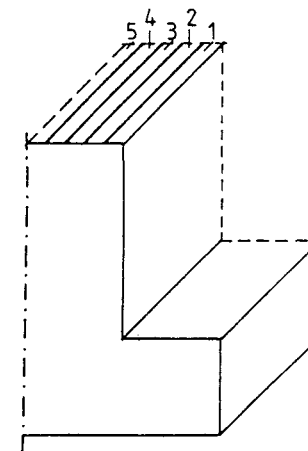
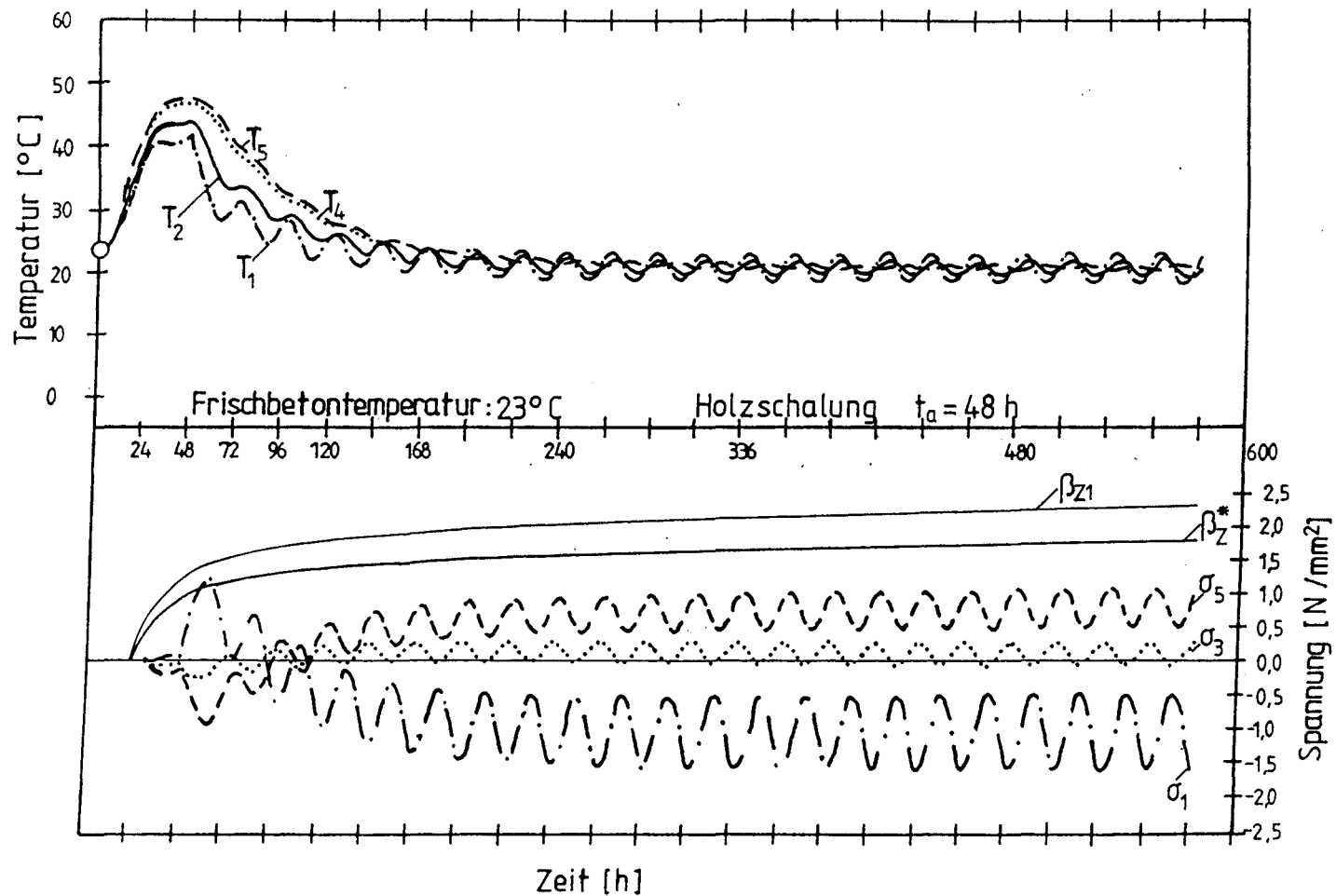
Die Abb. 5.16 und 5.17 zeigen den zeitlichen Verlauf der Eigen- und Zwangspannungen einer unter sommerlichen Temperaturbedingungen hergestellten jungen Betonwand. Die Temperaturkurven in Abb. 5.16 geben den Temperaturverlauf über die Querschnitt auf halber Wandhöhe wieder. Deutlich ist der Einfluß der veränderlichen Tagestemperatur über die Wanddicke zu erkennen. Bis zum Ausschalzeitpunkt wird nur ein geringer Temperaturunterschied zwischen der Wandoberfläche (Lamelle 1) und dem Wandkern (Lamelle 5) registriert. Nach dem Entfernen der isolierenden Holzschalung 48 Stunden nach

der Betonage stellt sich ein starker Temperaturgradient ein. Die Folge ist eine plötzliche Zunahme der Eigenspannungen (untere Bildhälfte). Die Zugspannungen der Lamelle 1 erreichen nahezu die rechnerische Zugfestigkeit, ein Einreißen der Wandoberfläche ist wahrscheinlich. Nach etwa 4 Tagen kehren sich die Verhältnisse um. Die höhere Abkühlgeschwindigkeit der Kerntemperatur im Zusammenhang mit der wachsenden Steifigkeit des jungen Betons lassen im Wandkern Zugspannungen entstehen während an den Außenseiten jetzt Druckspannungen herrschen.

Der zugehörige Verlauf der Zwangspannungen ist in Abb. 5.17 dargestellt. Diese wurden in einem getrennten Rechenlauf mit Hilfe der mittleren Querschnittstemperatur ermittelt. Die mittleren Lamellentemperaturen sind in der oberen Bildhälfte der Abb. 5.17 aufgetragen, sie sind im Bereich der Lamellen 3 bis 9 weitgehend deckungsgleich (vergl. a. Abb. 5.3 und 5.4). Der zeitliche Verlauf der Lamellenspannungen kennzeichnet die in der Praxis häufig zu beobachtende typische Zwangentwicklung in einer jungen Betonwand auf einem bereits ausgehärteten Fundament. Nach Durchfahren eines kurzen Druckbereichs während des Temperaturanstiegs wird die Wand im Fußbereich (Lamelle 2) durch den Altbeton (Lamelle 1) dehnbehindert. In der Folge bauen sich starke Zugspannungen auf, die mit zunehmenden Alter die Zugfestigkeit erreichen. Die Zwangspannung trifft zudem auf einen bereits durch Eigenspannungen vorgeschädigten Beton (Abb. 5.16). Eine Zwangrißbildung im Alter von 3 - 4 Tagen ist unausweichlich.

Auf eine Superposition der Zwang- und Eigenspannungen wurde verzichtet, da die resultierenden Spannungen ohnehin nur für einen begrenzten Bereichen einer Lamelle gültig wären. Außerdem ist fraglich, ob die Größe der resultierenden Spannungen unter kombinierter Beanspruchung mit denen in getrennten Rechenläufen ermittelten übereinstimmen. Von wesentlichem Interesse ist vielmehr der zeitliche Verlauf der beiden Spannungsanteile.

Ein anderes Beispiel soll zeigen, das die zeitliche Entwicklung von Zwang- und Eigenspannungen auch in umgekehrter Reihenfolge stattfinden kann. In den Abb. 5.18 und 5.19 sind die Temperaturspannungen einer unter Winterbedingungen hergestellten Betonwand dargestellt, die gleich im Anschluß an die Betonage durch eine 2 cm dicke Isolierung gegen ein zu schnelles Auskühlen geschützt wurde. Bis zum Ausschalzeitpunkt stellen sich über den Wandquerschnitt keine nennenswerten Temperaturunterschiede ein (Abb. 5.18). Entspre-



B 35 KR
0-16 mm
390 kg/m³
HOZ 35 L NWHS

Abb. 5.16: Betontemperaturen und Eigenspannungen im Querschnitt einer Wand auf einer Sohlplatte in Abhängigkeit von der Zeit, sommerliche Temperaturbedingungen

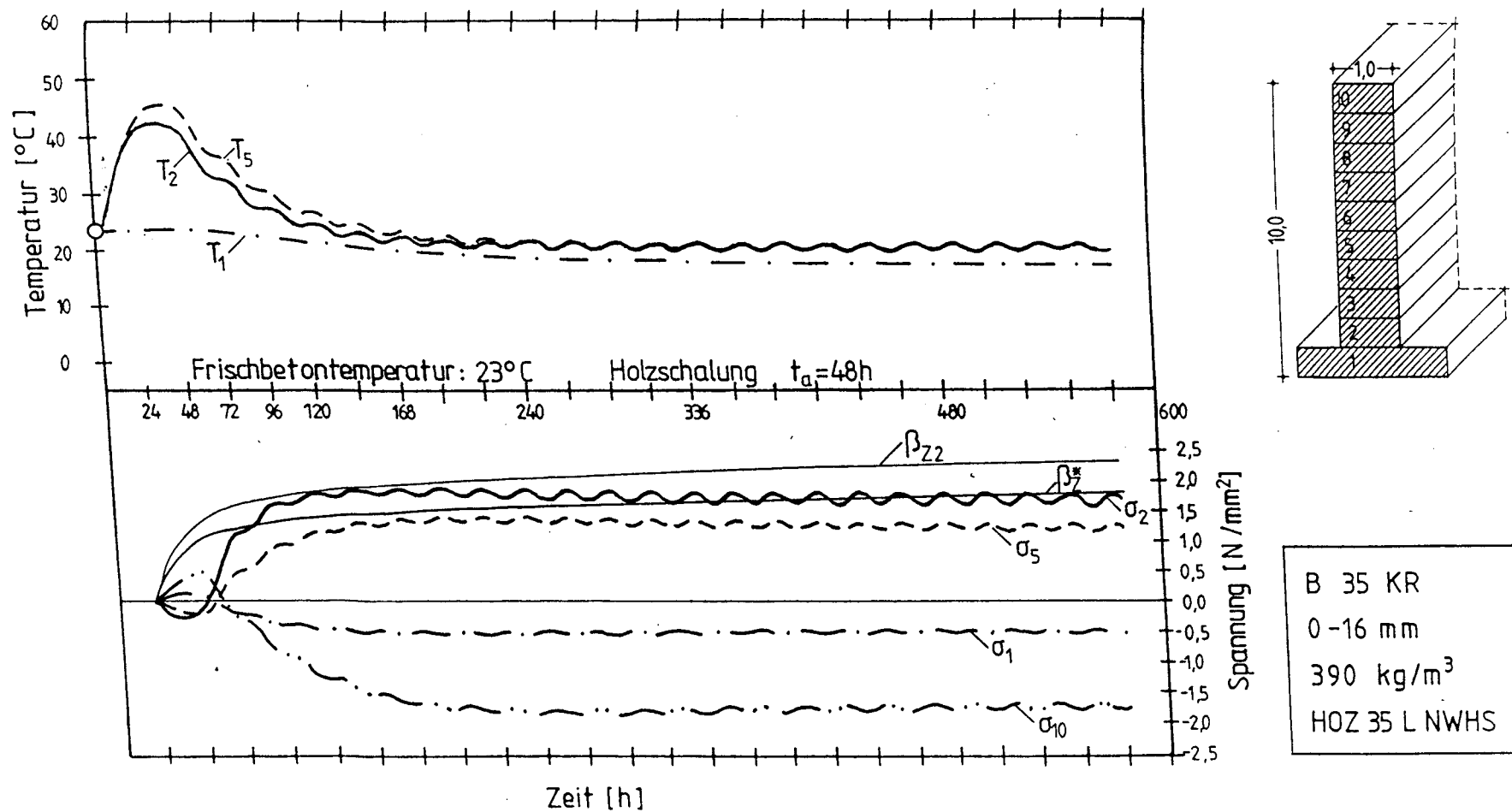


Abb. 5.17: Mittlere Betontemperaturen und Zwangsspannungen der Wand in Abb. 5.16 in Abhängigkeit von der Zeit, *sommerliche Temperaturbedingungen*

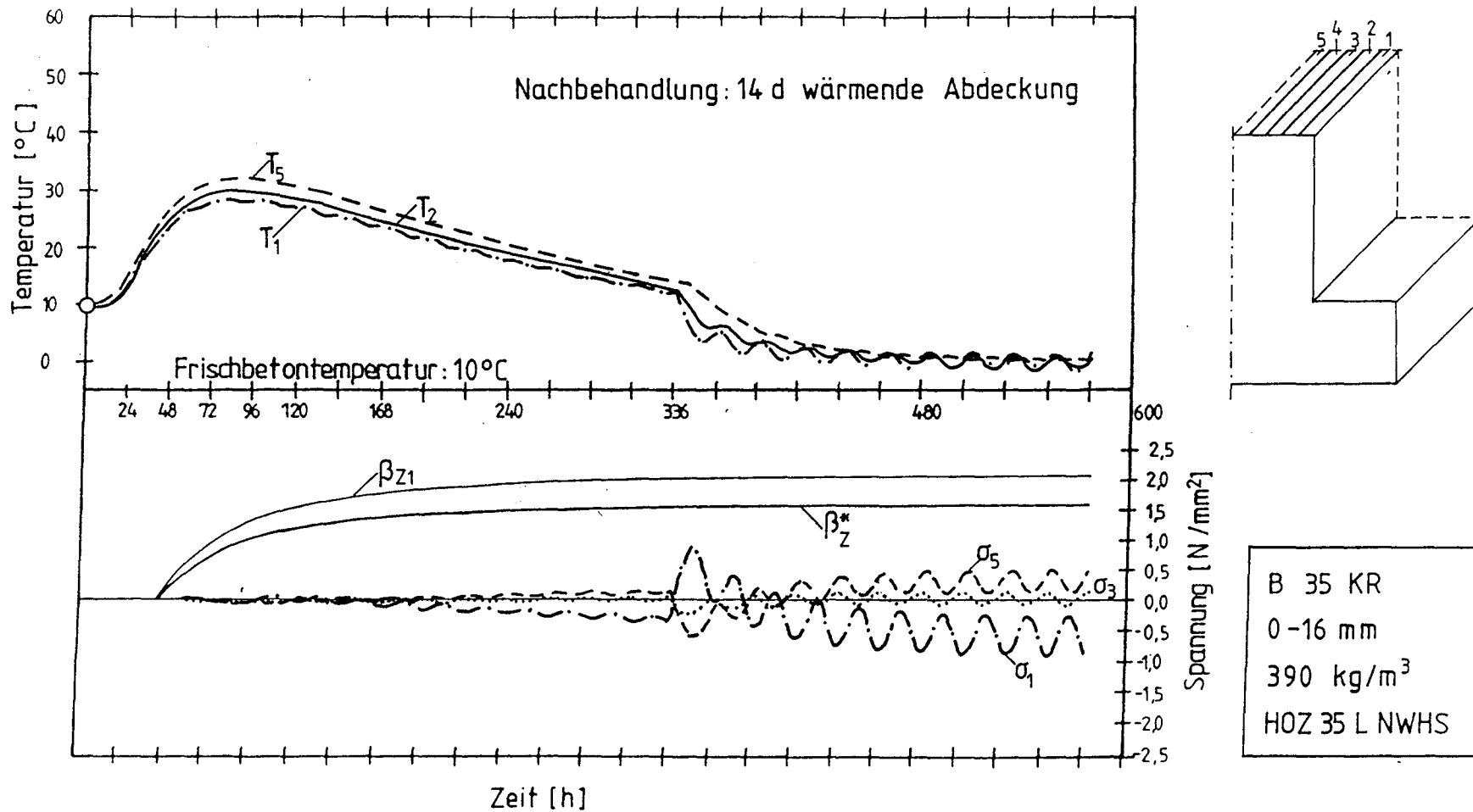
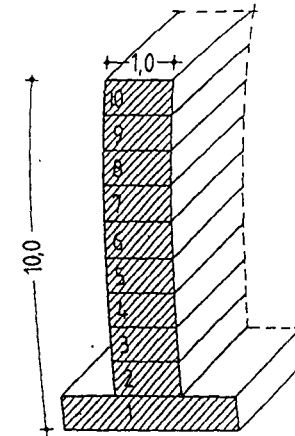
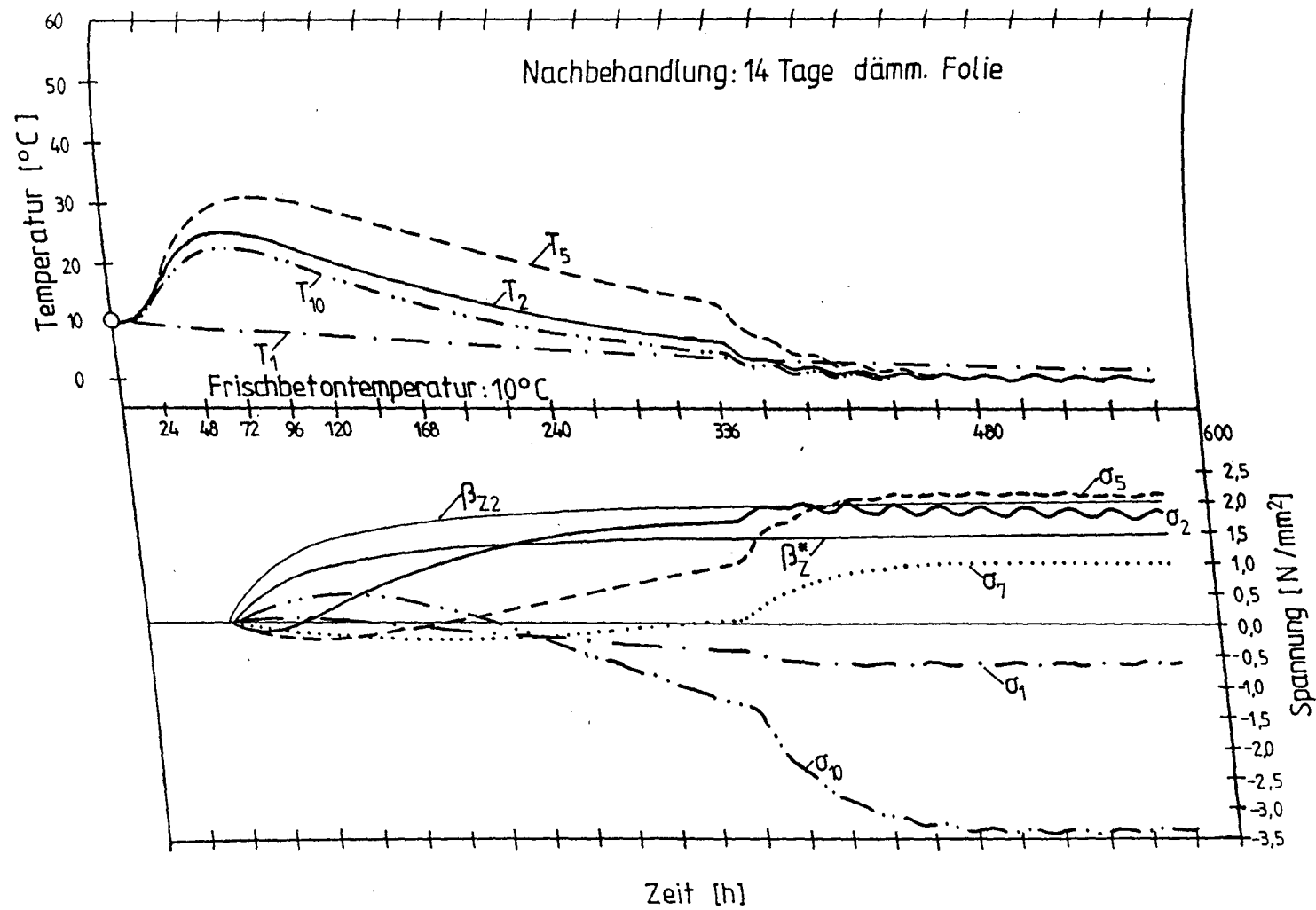


Abb. 5.18: Betontemperaturen und Eigenspannungen im Querschnitt einer Wand auf einer Sohlplatte in Abhängigkeit von der Zeit, winterliche Temperaturbedingungen



B 35 KR
0-16 mm
 390 kg/m^3
HOZ 35 L NWHS

Abb. 5.19: Mittlere Betontemperaturen und Zwangsspannungen der Wand in Abb. 5.18 in Abhängigkeit von der Zeit, winterliche Temperaturbedingungen

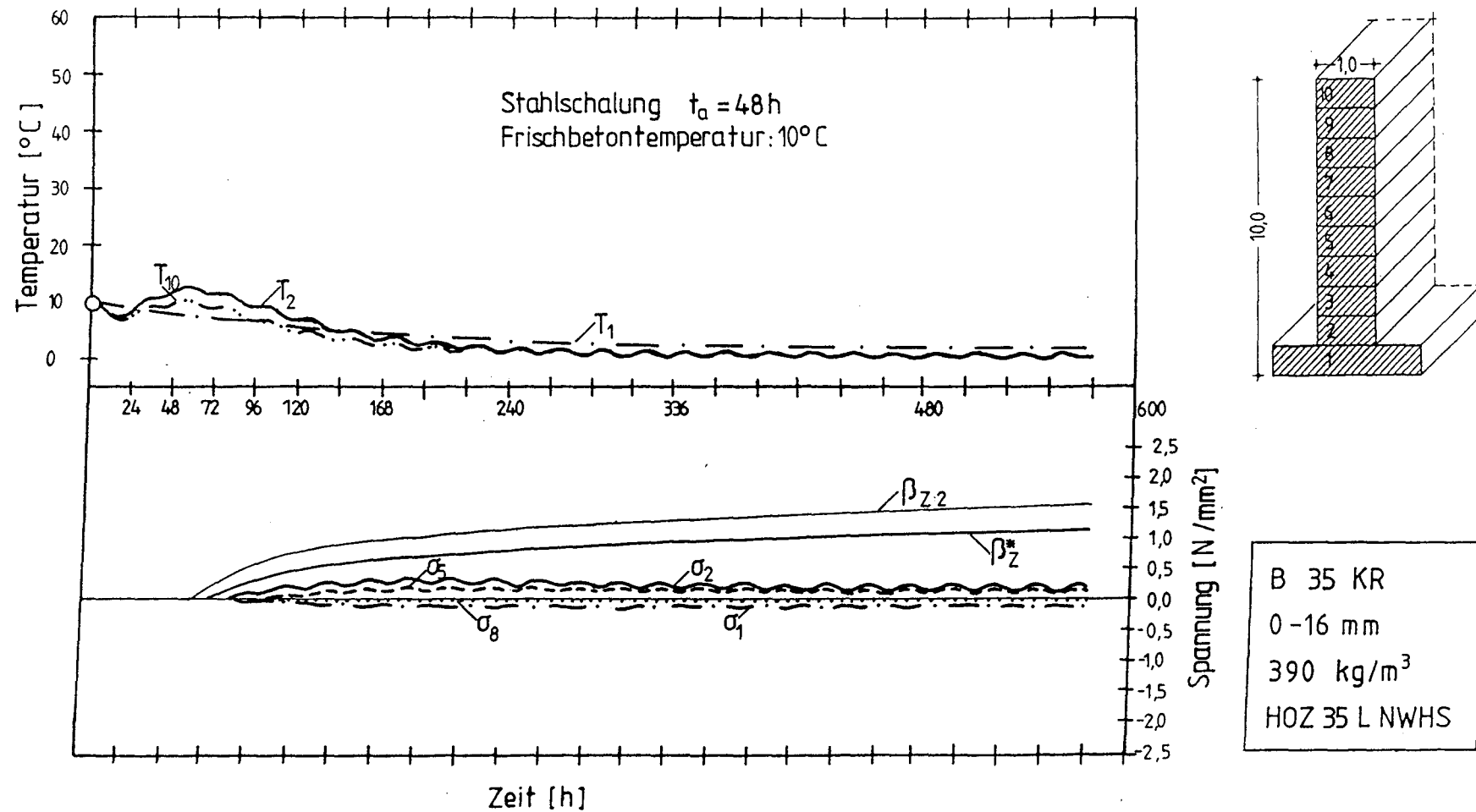


Abb. 5.20: Mittlere Betontemperaturen und Zwangsspannungen einer Wand auf einer Sohlplatte in Abhängigkeit von der Zeit, winterliche Temperaturbedingungen

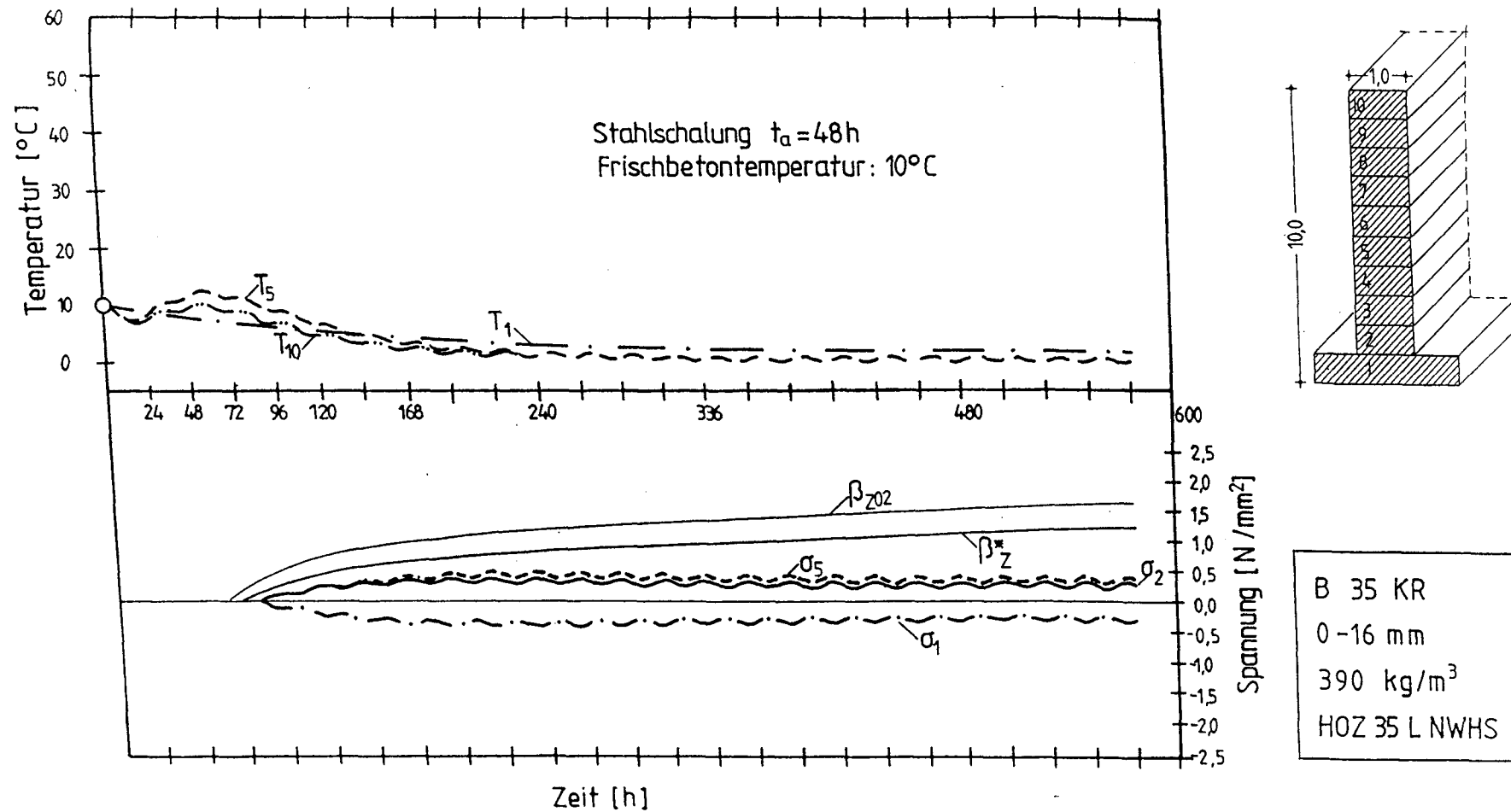


Abb. 5.21: Mittlere Betontemperaturen und Zwangsspannungen der Wand in Abb. 5.20 in Abhängigkeit von der Zeit, *vollständige Krümmungsbehinderung*

chend bleiben die Eigenspannungen klein. Die Zwangspannung hingegen entwickelt sich mit abnehmender Bauteiltemperatur stärker. Nach etwa 8 Tagen erreicht die Zugspannung der Lamelle 2 die kritische Zugfestigkeit β_z^* . Nach dem Ausschalen im Alter von 14 Tagen steigen die Zugspannungen an der Wandoberfläche durch die sich einstellenden Eigenspannungen rasch an. Gleichzeitig wächst auch die Zwangbeanspruchung im Bereich des Wandfußes, es kommt zur Ribbildung. Die spät einsetzenden Eigenspannungen wirken in diesem Fall ribauslösend.

Je nach Randbedingungen können Zwang- und Eigenspannungen einen unterschiedlichen Verlauf nehmen. Das junge Betonbauteil wird in der Regel beim Abfließen der Hydrationswärme durch beide Spannungskomponenten beeinflusst, eine feste zeitliche Abfolge läßt sich daraus jedoch nicht notwendigerweise ableiten.

In einigen Fällen können, betontechnologisch betrachtet, ungewöhnliche Maßnahmen das Risiko einer Ribbildung minimieren. wie die Abb 5.20 beweist. Eine unter Winterbedingungen in einer Stahlschalung hergestellte Betonwand wird bereits nach 48 Stunden ausgeschalt. Sowohl die Eigenspannungen (hier nicht dargestellt) als auch die Zwangspannungen entwickeln sich aufgrund der geringen Steifigkeit des Betons nur sehr langsam. Bereits nach etwa 6 Tagen hat ein vollständiger Temperatúrausgleich stattgefunden. Die Zugfestigkeit des jungen Betons wird nicht annähernd erreicht.

Die Annahme eines vollständigen Biegezwangs kann bei der Berechnung von zwangbeanspruchten Wänden zu einer erheblichen Überschätzung des tatsächlichen Spannungsverlaufs führen. Abb. 5.21 zeigt exemplarisch die Zwangspannungsentwicklung der jungen Betonwand des letztgenannten Beispiels unter der Annahme einer völligen Krümmungsbehinderung. Die ermittelten Spannungen sind z.T. doppelt so groß wie bei der Wand in Abb. 5.20, die ohne Krümmungsbehinderung berechnet wurde. Insbesondere im Bereich der Wandkrone treten große Zugspannungen auf, die in der Praxis in der Regel nicht beobachtet werden.

Schlußfolgerung

Eine Verallgemeinerung der Zwangentwicklung infolge des Abfließens der Hydrationswärme sowie Angaben über Ribzeitpunkte lassen sich aus den durchgeführten Berechnungen nicht ableiten. Vielmehr ist davon auszugehen, daß die

Entwicklung der Zwang- und Eigenspannungen und somit auch der Zeitpunkt einer möglichen Rißbildung im wesentlichen von den örtlichen, thermischen und betontechnologischen Randbedingungen abhängen. Die Vielzahl der möglichen Parameter konnte im Rahmen dieser Forschungsarbeit nicht untersucht werden, zumal die dabei zu treffenden Annahmen in der Praxis großen Schwankungen unterliegen.

Nach den bisherigen Ergebnissen ist anzunehmen, daß Betone mit schnell erhärtendem Zement und hohem Zementgehalt tendenziell zu einer frühzeitigen Rißbildung neigen, hingegen bei Verwendung von Zementen mit niedriger Wärmetönung bzw. bei geringem Zementgehalt mit einer verzögerten Rißbildung zu rechnen ist.

Die Untersuchungen zeigen auch, daß in manchen Fällen eine gute Nachbehandlung, die für die Dauerhaftigkeit und Dichtigkeit des Betons unerlässlich ist, die Gefahr einer Zwangrißbildung verstärken kann.

6. ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Nach den Bestimmungen der DIN 1045 und des EC 2 ist in oberflächennahen Bereichen von zwangbeanspruchten Stahlbetonbauteilen im allgemeinen eine Mindestbewehrung vorzusehen. Diese soll beim Übergang des gezwängten Bauteils in den gerissenen Zustand II ein Fließen der Stahleinlagen ausschließen und dadurch das Auftreten unkontrolliert breiter Risse verhindern. Der Bewehrungsgrad bzw. die Bewehrungsmenge hängt dabei entscheidend von der Betonzugfestigkeit im Bauteil ab, mit der die Erstrißschnittgrößen des Zwangs im Zustand I berechnet werden.

Die o.g. Vorschriften setzen die Betonzugfestigkeit konservativ hoch an, in der Regel ist von dem 28-Tage-Wert der rechnerischen Laborzugfestigkeit auszugehen. Für Bauteile mit geringen Abmessungen kann diese Vorgehensweise durchaus akzeptiert werden, da der errechnete Mindestbewehrungsgehalt in den meisten Fällen ohnehin kleiner sein wird als der statisch erforderliche. Bei großen, massigen Bauteilen, wo sich der Zwang bereits im Zuge des Abfließens der Hydratationswärme des jungen Betons aufbaut, führen hohe Betonzugfestigkeiten jedoch zu unwirtschaftlich großen Bewehrungsmengen. Aus mehreren Gründen ist anzunehmen, daß die Bauwerkszugfestigkeit kleiner ist als die aus der Druckfestigkeit des Betons ermittelte Laborzugfestigkeit. Beobachtungen in der Praxis haben dies bestätigt.

Die Einschätzung der Bauwerkszugfestigkeit bereitet allerdings in der täglichen Bemessungsarbeit erhebliche Schwierigkeiten, da sie im Bauteil verschiedenen Einflüssen unterworfen ist. So spielen Verdichtungsunterschiede, Eigenspannungseinrisse und der Einfluß einer langandauernden Zwangbeanspruchung für die maßgebende Betonzugfestigkeit eine wichtige Rolle. Ungewiß ist auch die zeitliche Entwicklung der Betonzugfestigkeit im Bauwerk sowie der Zeitpunkt einer möglichen Rißbildung.

Die vorliegende Forschungsarbeit konnte zur Klärung dieser Fragen einen wesentlichen Beitrag leisten. Die wichtigsten Ergebnisse werden im folgenden kurz zusammengefaßt.

- Anhand einer Betonrezeptur konnte exemplarisch die zeitliche Entwicklung der zentrischen Zugfestigkeit des Betons aufgezeigt werden. Aus Zugversuchen ließ sich ein gesicherter Zusammenhang zwischen der zentrischen Zugfestigkeit und dem Hydratationsgrad ermitteln. Ein Vergleich der Ergebnisse mit den Angaben in den Vorschriften und in der Literatur macht deutlich, daß zwischen dem altersabhängigen Verlauf der Zugfestigkeit und der Druckfestigkeit erhebliche Unterschiede bestehen.
- Der festigkeitsmindernde Einfluß einer langandauernden Zwangbeanspruchung konnte in Bauteilversuchen nachgewiesen werden. Die geringere Verdichtung des Bauwerksbetons führt ebenfalls zu einer Verringerung der Bauwerkszugfestigkeit gegenüber der Laborzugfestigkeit. Weiterhin können Bügel, Einbauteile o.ä. die Zugfestigkeit im Bauwerk mindern.
- Auf der Grundlage der Versuchsergebnisse wurde ein neuer altersabhängiger Ansatz für die Bauwerkszugfestigkeit ermittelt. Die verschiedenen Einflüsse auf die Zugfestigkeit des Betons im Bauwerk wurden quantifiziert. Im Vergleich zu den bestehenden Vorschriften ergeben sich nach dem neuen Ansatz in weiten Bereichen geringere Zugfestigkeiten.
- Die Ergebnisse der finiten Temperatur- und Spannungsberechnung geben keinen eindeutigen Hinweis auf den Zeitpunkt einer Rißbildung infolge Hydratationswärmezwang. Vielmehr hängt eine mögliche Rißbildung sehr stark von den Randbedingungen ab. So werden Rißzeitpunkte z.B. durch die Höhe der Frischbetontemperatur, durch die Wahl des Ausschalzeitpunktes, durch Änderungen der Umgebungstemperatur oder durch die Wahl der Nachbehandlungsmaßnahme entscheidend beeinflusst. Je nach Randbedingung kann es infolge von Hydratationswärmezwang sowohl zu einer frühen Rißbildung bei geringer Zugfestigkeit als auch zu einer späten Rißbildung bei höherer Zugfestigkeit kommen. Eine globale Vorhersage über den zeitlichen Verlauf von Zwang- und Eigenspannungen im Bauteil und über den Zeitpunkt der Rißbildung läßt sich aufgrund der Vielzahl der Praxisfälle aus den vorliegenden Forschungsergebnissen nicht herleiten.

nach den bisherigen Erkenntnissen erscheinen die z.Z. gültigen Vorschriften für die Bemessung der Mindestbewehrung von zwangbeanspruchten massigen Bauteilen überprüfungsbedürftig. Abgesehen von der schädigenden Wirkung der Eigenspannungen werden im bestehenden Regelwerk beim Ansatz der Betonzugfestigkeit

keine festigkeitsmindernden Einflüsse berücksichtigt. Weiterhin wird der altersabhängige Verlauf der Zugfestigkeit aus der zeitabhängigen Entwicklung der Druckfestigkeit abgeleitet. Die vorliegenden Versuchsergebnissen rechtfertigen eine solche Vorgehensweise nicht.

Bei zukünftigen Untersuchungen sollte die Zugfestigkeit des Betons an zentrischen Zugproben geprüft werden. Nur dadurch läßt sich die tatsächliche altersabhängige Zugfestigkeit im Bauwerk ermitteln. Die Normung der zentrischen Zugprüfung für Beton erscheint aus diesem Grunde sinnvoll.

7. LITERATUR

- /1/ Argyris, J.H.; Warnke, E.P.; Willam, K.J.:
Berechnung von Temperatur- und Feuchtefeldern in Massivbauten nach der Methode der Finiten Elemente. DAFStb, H. 278, Beuth Verlag, Berlin 1977.
- /2/ Bonzel, J.:
Über die Biegezugfestigkeit des Betons. beton 13 (1963), H. 4, 179-182, H. 5, 227-232.
- /3/ Bonzel, J.:
Über die Spaltzugfestigkeit des Betons. beton (1964), H. 3, H. 4.
- /4/ Breitenbücher, R.:
Zwangsspannungen und Ribbildung infolge Hydratationswärme. Dissertation, TU München, 1989.
- /5/ Breugel van, K.:
Artificial cooling of hardening concrete. Research rep. 5-80-9, Delft University of Technology, 1990
- /6/ Breugel van, K.:
Simulation of hydration and formation of structure in hardening cement-based materials. Dissertation, TH Delft, 1991.
- /7/ Bunke, N.:
Prüfung von Beton. Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048. DAFStb, H. 422, Beuth Verlag, Berlin 1991.
- /8/ Byfors, J.:
Plain concrete at early ages. Swedish Cement and Concrete Institute, Stockholm, 1980.
- /9/ Deutsche Bundesbahn:
Zusätzliche Technische Vorschriften für Beton (ZTV Beton). DV 824.
- /10/ DIN 1045:
Beton und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung. Beuth Verlag, Berlin, 1988.
- /11/ DIN 1048 T. 1, 2, 4, 5:
Prüfverfahren für Beton. Beuth Verlag, Berlin, 1991.
- /12/ DIN 4227:
Spannbeton, Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung. Beuth Verlag, Berlin, 1985.
- /13/ Domone, P.L.:
Uniaxial tensile creep and failure of concrete. Mag. of Concrete Research (1974) , H. 9, 144-152.

- /14/ Eibl, J.:
Zwängung und Rißbildung von Stahlbetonbauteilen bei Behinderung der Längsverformung. Bautechnik (1968), H. 11, 373-379.
- /15/ Emborg, M.:
Thermal stresses in concrete structures at early ages. Dissertation, Lulea University of Technology, 1989.
- /16/ ENV 206:
Concrete - Performance, Production, Placing and Compliance Criteria. Final Draft, February 1989.
- /17/ Eurocode No. 2:
Design of Concrete Structures, Part 1: General Rules and Rules for Buildings, Revised Final Draft December 1989.
- /18/ Falkner, H.:
Zur Frage der Rißbildung durch Eigen- und Zwängspannung infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen. DAfStb, H. 208, Beuth Verlag, Berlin 1969.
- /19/ Giesecke, J.:
Temperatur- und Spannungsverteilung in abkühlenden Betonplatten bei beliebigen Wärmeübergangszahlen. Schriftenreihe des Otto-Graf-Instituts der Universität Stuttgart, Heft 37, Stuttgart 1968.
- /20/ Grieb, W.E.; Werner, G.:
Comparison of the splitting tensile strength of concrete with flexural and compressive strengths. Public Roads 32 (1962), H. 5, 97-106.
- /21/ Grube, H.:
Ursachen des Schwindens von Beton und Auswirkung auf Betonbauteile. Habilitationsschrift, TH Darmstadt, 1990.
- /22/ Hänsch, H.; Krämer, W.:
Versuche mit geklebten Verbundkonstruktionen. Straße 8 (1968).
- /23/ Hampfler, H.:
Berechnung von Temperatur-, Feuchte- und Verschiebungsfeldern in erhärtenden Betonbauteilen nach der Methode der Finiten Elemente. DAfStb, H. 395, Beuth Verlag, Berlin 1988.
- /24/ Heilmann, H.G.:
Beziehungen zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons. beton 19 (1969), H. 2, 68-70.
- /25/ Henning, W.:
Zwangrißbildung und Bewehrung von Stahlbetonwänden auf steifen Unterbauten. Dissertation, TU Braunschweig, 1987.
- /26/ Henzel, J.; Grube, H.:
Festigkeitsuntersuchungen an Bauwerksbeton und zugehörigen Gütewürfeln. Der Bauingenieur, 41 (1966), H. 12, 487-491.
- /27/ Henzel, J.; Freitag, W.:
Zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit im Bauwerk mit Hilfe von Bohrkernen kleineren Durchmessers. beton (1969), H. 4, 151-154.

- /28/ Holmberg, A.; Lindgren, E.:
Cracks in Concrete Walls. National Swedish Building Research, D7, 1972.
- /29 / Horn, A.:
Sohlstreibung und räumlicher Erdwiderstand bei massiven Gründungen in nichtbindigem Boden. Forschungsbericht, Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, H. 110, 1970.
- /30/ Huckfeldt, J.:
Junger Beton - Numerik und Anwendung. Zwischenbericht, Institut für Statik, TU Braunschweig, Mai 1991.
- /31/ Hundt, J.:
Wärme- und Feuchtigkeitsleitung in Beton unter Einwirkung eines Temperaturgefälles. DAfStb, H. 256, Beuth Verlag, Berlin 1976.
- /32/ Jaccoud; Francon; Canara:
Armature Minimale Pour le Contrôl de la Fissuration, Project de Recherche 82-13. Rapport Mai (1985), EPFL Lausanne.
- /34/ Jonasson, J.E.:
Slip form construction - calculation for assessing protection against early freezing. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, No. 4, 1984.
- /34/ Kasai, Y.; Yokohama, K.; Matsui, I.:
Tensile Properties of Early-Age Concrete. International Conference on Mechanical Behavior of Materials, The Society of Materials Science, Vol. 4, Japan, 1972.
- /35/ Kehlbeck, F.:
Einfluß der Sonnenstrahlung bei Brückenbauwerken. Werner-Verlag, Düsseldorf, 1975.
- /36/ Kolb, H.:
Ermittlung der Sohlstreibung von Gründungskörpern unter horizontalem kinematischen Zwang. Baugrundinstitut Stuttgart, Mitt. 28, 1988, auch Dissertation, Universität Stuttgart.
- /37/ Komlos, K.:
Tensile strenth investigation of fresh and hardening concrete. RILEM Symposium, Trondheim, 1964.
- /38/ Kratzer, K.:
Verfahren zur Berechnung von instationärer Temperatur im Beton. Zement und Beton. 26. Jahrgang, Heft 3 (1981), 118-123.
- /39/ Laube, M.:
Werkstoffmodell zur Berechnung von Temperaturspannungen in massigen Betonbauteilen im jungen Alter. Dissertation, TU Braunschweig, 1990.
- /40/ Leonhardt, F.:
Rißschäden an Betonbrücken. Ursachen und Abhilfe. Beton- und Stahlbetonbau 74 (1979), H. 2, 36-44.

- /41/ Leonhardt, F.:
Zur Behandlung von Rissen im Beton in den deutschen Vorschriften.
Beton- und Stahlbetonbau (1985), H. 7, 179-184, H. 8, 209-215.
- /42/ Lewandowski, R.:
Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten anhand von Betongütewürfeln und -
bohrproben. Heft 3, TU Braunschweig, Werner-Verlag, Düsseldorf, 1971.
- /43/ Marx, W.:
Berechnung von Temperatur und Spannung in Massenbeton infolge Hydrata-
tion. Dissertation, Universität Stuttgart, 1987.
- /44/ Meyer, G.:
Rißbreitenbeschränkung nach DIN 1045. Diagramme zur direkten Bemessung.
Beton-Verlag, Düsseldorf, 1989.
- /45/ Mitchell, N.B.:
The indirect tension test for concrete. Materials Research and
Standards ASTM 1 (1961), H. 10, 780-788.
- /46/ Narrow, J.; Ullberg, E.:
Correlation between tensile splitting strength and flexural strength of
concrete. Proc. Amer. Concr. Inst. 60 (1963), H. 1, 27-38.
- /47/ Nilsson, S.:
The tensile strength of concrete determined by splitting tests on
cubes. RILEM-Bulletin, Juni 1961, Neue Serie H. 11, 63-67.
- /48/ Noakowski, P.:
Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangbeanspruchung. Disserta-
tion, TU München, 1977.
- /49/ Noakowski, P.:
Nachweisverfahren für Verankerung, Verformung, Zwangbeanspruchung und
Rißbreite. DAFStb, H. 394, Beuth Verlag, Berlin 1988.
- /50/ Puche, M.:
Rißbreitenbeschränkung und Mindestbewehrung bei Eigenspannungen und
Zwang. DAFStb, H. 396, Beuth Verlag, Berlin 1988.
- /51/ Pusch, U.; Rostásy, F.S.:
Stahlbeton- und Spannbetonbauteile bei extrem tiefen Temperaturen -
Versuche und Berechnungsansätze für Lasten und Zwang. DAFStb, H. 417,
Beuth Verlag, Berlin 1991.
- /52/ Rilem:
International Conference on Concrete of Early Ages. École Nationale des
Ponts et Chaussees, Paris, 1982.
- /53/ Röhling, St.; Nietner, M.:
A microstructure-based model for the description of properties of
hardened concrete. Wiss. Zeitschrift HAB Weimar, Reihe B, 1./2. Heft,
36 (1990), 48-53.
- /54/ Rostásy, F.S.:
Zwang und Rissebeschränkung bei Außenwänden aus Leichtbeton. Habilita-
tion, Universität Stuttgart, 1975.

- /55/ Rostásy, F.S.:
Baustoffe. Lehrbuchreihe Architektur, Kohlhammer-Verlag Stuttgart,
Berlin, Köln, Mainz, 1983.
- /56/ Rostásy, F.S.:
Risse infolge Zwang und Eigenspannungen. Berichtsband Deutscher Köln
Betontag 1985.
- /57/ Rostásy, F.S.; Alda, W.:
Untersuchung über das rheologische Verhalten von jungem Beton unter
einaxialer Zug- und Druckbeanspruchung. Forschungsbericht, Otto-Graf-
Institut Stuttgart, 1976.
- /58/ Rostásy, F.S.; Alda, W.:
Rißbildung und Dehnsteifigkeit von Stahlleichtbetonstäben unter zentri-
schem Zwang. Beton- und Stahlbetonbau (1977), H. 6.
- /59/ Rostásy, F.S.; Henning, W.:
Zwang und Oberflächenbewehrung dicker Wände. Beton- und Stahlbetonbau
(1985), H. 4, 108-113, H. 5, 134-136.
- /60/ Rostásy, F.S.; Henning, W.:
Rißbildung und Oberflächenbewehrung von Wänden auf steifen Unterbauten.
Forschungsbericht, iBMB, TU Braunschweig, 1986.
- /61/ Rostásy, F.S.; Henning, W.:
Zwang und Rißbildung in Wänden auf Fundamenten. DAFStb, H. 407, Beuth
Verlag, Berlin 1990.
- /62/ Rostásy, F.S.; Laube, M.:
Verformungsverhalten und Eigenspannungsrißbildung von jungem Beton.
Forschungsbericht, iBMB, TU Braunschweig, 1988.
- /63/ Rostásy, F.S.; Leonhardt, F.; Koch, R.:
Zur Mindestbewehrung für Zwang in Außenwänden aus Stahlleichtbeton.
DAFStb, H. 267, Beuth Verlag, Berlin 1976.
- /64/ Rostásy, F.S.; Ranisch, E.-H.:
Altersabhängige Beziehung zwischen der Druck- und Zugfestigkeit von
Beton im Bauwerk, Bauwerkszugfestigkeit. DAFStb, H. 408, Beuth Verlag,
Berlin 1990.
- /65/ Rüschi, H.:
Die Ableitung der charakteristischen Werte der Betonzugfestigkeit.
beton 25 (1975), 55-58.
- /66/ Rüschi, H.; Hilsdorf, H.:
Verformungseigenschaften von Beton unter zentrischen Zugspannungen.
Teil 1 Voruntersuchungen. Bericht Nr. 44 des Materialprüfungsamtes für
das Bauwesen der TH München, 1963.
- /67/ Rüschi, H.; Jungwirth, D.:
Stahlbeton - Spannbeton, Bd. 2. Berücksichtigung der Einflüsse von
Kriechen und Schwinden auf das Verhalten der Tragwerke. Werner-Verlag,
1976.

- /68/ Rüsç, H.; Sell, R.; Rackwitz, R.:
Statische Analyse der Betonfestigkeit. DAFStb, H. 206, Beuth Verlag, Berlin 1969.
- /69/ Schießl, P.:
Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rißbreite. DAFStb, H. 400, Beuth Verlag, Berlin 1989.
- /70/ Spetia, Z.; Kadlecek, Y.:
Über die Ausführung der Zugprüfung an Beton. beton 11 (1965), 459-464.
- /71/ Trost, H.:
Auswirkungen des zeitabhängigen Betonverhaltens auf Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton. Berichte der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Baustatik, Nr. 10, Aachen, 1985.
- /72/ Vorläufiges Merkblatt für die Messung der Temperaturerhöhung des Betons mit dem adiabatischen Kalorimeter. Fassung Dezember 1970. Betontechnische Berichte 1970.
- /73/ Weber, J.W.:
Empirische Formeln zur Beschreibung der Festigkeitsentwicklung und der Entwicklung des E-Moduls von Beton. Betonwerk und Fertigteil-Technik (1979), H. 12, 753-756.
- /74/ Wickström, U.:
TASEF 2 - A computer program for temperature analysis of structures exposed to fire; Lund Institute of Technology, Department of Structural Mechanics, Report No. 79-2, Lund, Schweden, 1979.
- /75/ Wittmann, F.; Zaitsev, J.:
Verformung und Bruchvorgang poröser Baustoffe bei kurzzeitiger Belastung und Dauerlast. DAFStb, H. 232, Beuth Verlag, Berlin 1974.
- /76/ Zelger, C.:
Ein neues Verfahren zur Bestimmung der Betonzugfestigkeit. Beton- und Stahlbetonbau 51 (1956), H. 6, 139-140.

